



TITLE:

# 山地河川の変動とその制御に関する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

里深, 好文

---

CITATION:

里深, 好文. 山地河川の変動とその制御に関する研究. 京都大学, 2001, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2001-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3183555>

RIGHT:

21

# 山地河川の変動とその制御に関する研究

里 深 好 文

目 次

緒 論	1
1 章 網状流路の流路・流砂量変動に関する研究	5
1.1 概説	5
1.2 網状流路の流路変動に関する水路実験	5
1.3 網状流路の変動過程に関する考察	9
1.4 網状流路の流砂量変動に関する考察	21
1.5 掃流砂が卓越する場における水みち幅の推定法	25
1.6 河床砂の粒度分布が流路変動に及ぼす影響に関する考察	29
1.7 まとめ	31
2 章 流路の分裂過程に関する研究	34
2.1 概説	34
2.2 侵食可能な側岸を持つ流路の分裂過程に関する水路実験	34
2.3 漸拡水路における流路の分裂過程に関する水路実験	45
2.4 漸拡水路における流路の分裂過程に関する数値シミュレーション	53
2.5 流路が分裂にいたる距離に関する考察	65
2.6 まとめ	66
3 章 網状流路の流路パターンと流砂量の予測に関する研究	68
3.1 概説	68
3.2 水みちの長さを用いた流路パターンと流砂量の予測法	68
3.3 2次元モデルによる網状流路の変動予測	78
3.4 まとめ	88
4 章 河道内の巨石が流路変動に及ぼす影響に関する研究	90
4.1 概説	90
4.2 巨石が存在する場における流路変動に関する水路実験	90
4.3 2次元浅水流モデルによる流路・河床変動シミュレーション	96
4.4 巨石の配置間隔が流路変動に及ぼす影響に関する考察	99
4.5 まとめ	100
5 章 幅広い粒度分布をもつ場における河床変動に関する研究	102
5.1 概説	102
5.2 幅広い粒度分布をもつ場の河床変動に関する水路実験	103
5.3 流砂の非平衡性を考慮した混合砂礫床の河床変動モデル	112
5.4 1次元非平衡河床変動モデルの水路実験への適用	117
5.5 混合砂礫床の流路変動シミュレーション	120
5.6 まとめ	126

6 章	砂防構造物による流出土砂と河川変動の制御に関する研究	128
6.1	概説	128
6.2	砂防ダムによる河川変動制御に関する水路実験	129
6.3	砂防ダムが存在する場での河床変動シミュレーション	134
6.4	砂防ダムの土砂調節に伴うダム下流部における土砂堆積に関する考察	139
6.5	遊砂地の土砂堆積過程に関する水路実験	143
6.6	遊砂地の土砂堆積過程に関する数値シミュレーション	148
6.7	遊砂地の流出土砂調節機能に関する考察	156
6.8	まとめ	157
結 論		159

緒 論

我が国は台風・梅雨前線などにより豪雨が頻発する地域に属している上に、地殻変動・造山活動が継続し、地震や火山活動の強い影響を受けざるを得ない地帯に存在するため、土砂の活発な生産・流出は避けられず、これまで急激な土砂の流出に伴う災害を数多く経験してきた。そして、それらの災害を防御・軽減するために多くの努力がなされてきた。それにもかかわらず、近年、土砂災害の危険度が大きいと思われる領域にまで人間活動の場が急速に拡大していることもあって、土砂生産・流出量の急変に伴って発生するいわゆる土砂災害による人的・社会的被害が減少しているとはいいいがたい状況にある。このことはまだ記憶に新しい1996年の長野県小谷村の土石流災害や1997年の鹿児島県出水市の土石流災害などが生じていることでも明らかである。また、河川の中・下流域の河床低下や海岸侵食が大きな問題となってきたが、その原因として河川上流域からの流出土砂量の減少が挙げられている。このような流砂の不均衡によって発生する諸問題を防止・軽減するためには、河川の土砂生産・流送システムを解明することが必要であると言えよう。

ところで、山地流域における土砂生産について考えてみると、その生産量は長期にわたって一定の値をとり続けるというよりは、むしろ数十年、数百年に一度のカタストロフィックなイベントにより急増し、その後徐々に減少するような傾向にあることがわかる。たとえば、1984年の長野県西部地震により大規模な山腹崩壊が生じた王滝川流域や、1991年の雲仙普賢岳の火山活動による火砕流や土石流の被害を受けた水無川流域、あるいは1995年7月の未曾有の豪雨により流域が荒廃した姫川流域などはその典型例といえよう。土砂災害による犠牲を減少させるためには、当然このような土砂生産の急変を生むイベントの定量的な予測が必要となるが、現時点においては、いつ、どこで、どのような規模の土砂生産が起こるかを的確に予測する方法は確立されていない。また、そのような生起確率が低い現象に対して、事前にハード面を整備して対処することは事実上不可能であるため、避難などによるソフト的な対応に頼らざるを得ない。したがって、たとえ予測・避難が成功し、直接的な被害を避けることができたとしても、流域に供給された膨大な土砂の数十年にわたる長期的な流出が地域の復興・再生にとって大きな障害となり、長く人々を苦しめ続けることが考えられる。

本研究においては、山地河川の縦横断的な変動とその制御法に関して様々な検討を行っている。このような研究は、河川の土砂流送システムを解明し、より安全に流域管理を行う上で重要な役割を果たすと考えられる。しかしながら、ここでは生産された土砂の総量や流域の状況はある程度把握できていることを前提としているため、複数のカタストロフィックな土砂生産現象を含むような長期的な地形変動に関しては対象としていない。

まず、1章から4章においては網状流路の流路変動・流砂量変動に関して研究を行っている。網状流路は大量の土砂が幅の広い範囲に堆積している領域においてよくみられ、個々の流路が不安定で流路変動が起こりやすく、流砂もその変動に伴って大きく変動する。このような流路・流砂の時間的・空間的な急激な変化は、災害の直接の要因となったり、あるいは災害ポテンシャルを時々刻々と変化させると考えられる。また、網状流路を形成するような領域は下流への主要な土砂供給源となっているため、河川下流域の土砂環境問題を考える上でも、流出する土砂の量的・質的な変動の予測は重要な課題であると思われる。しかしながら、網状流路における流路・



流砂量の変動過程に関して、定量的な予測手法の開発はあまり行われていない。ここで、網状流路に関するいくつかの研究をレビューしてみよう。

藤田<sup>1)</sup>によれば、網状河川に関する問題への取り組みとしては、科学的興味による地質学や堆積学や地理学によるものと、実際上の観点から行われる土木工学（水工学）によるものがある。前者の例としては、L.B. Leopold ら<sup>2)</sup>の研究や S.A. Schumm, M.P. Mosley ら<sup>3)</sup>の研究が挙げられ、これらは現地観測や簡単な水路実験に基づいて網状流路の形成・変動過程に関する定性的な記述を行っている。

後者の例としては、以下のような研究がある。藤田・村本ら<sup>4)~6)</sup>は交互砂州や複列砂州といった中規模河床形態に関する研究を進展させ、網状流路の形成過程に関して、主に水路実験を中心とした研究を行っている。その結果、複列砂州の滞筋に流水が集中することにより網状流路が形成されることなどが明らかにされている。また、玉井ら<sup>7)</sup>は網状流路の形成過程に関して、水路実験ならびに理論的考察を行い、流路形態の領域区分を行っている。F. Engelund ら<sup>8)</sup>や J. Fredsoe<sup>9)</sup>も安定解析により流路形態の領域区分を行っている。ところで、これらの研究はいずれも網状流路の形成条件や形成過程に関するもので、十分に発達した後の網状流路の変動過程あるいは流砂量の変動過程に関してはほとんど議論されていない。十分に発達した網状流路を対象とした研究としては、以下のようなものが挙げられよう。

P.J. Ashworth・J.L. Best ら<sup>10)</sup>はフルード相似則を用いた実験を行い、実河川と同様の網状流路が形成されることや、混合砂礫の細粒分が網状流路の特定の箇所堆積すること等を明らかにしている。H.M. Habersack・G.M. Smart<sup>11)</sup>は、かつて網状化していたオーストリアの河川（現在は河川改修がなされ、流路は1本化している）と、比較的自由に流れているニュージーランドの網状河川とを比較することにより、川幅が河床変動に大きな影響を持つことを明らかにした。オーストリアでは川幅が小さくコントロールされているため河床低下が生じ、ニュージーランドでは河床上昇が生じていることから、両者の間に適切な川幅が存在するのではないかと結論づけているが、最適な川幅を定量的に推定するには到っていない。

E. Mosselman・M. Huisink ら<sup>12)</sup>はバングラデシュのブラマプトラ川を対象として、大規模な網状流路の変動過程に関して研究を行った。衛星画像や流量および断面形状のデータを用いて解析を行った結果、流路変動が上流の流路の分裂と密接に関連すること等が明らかにされている。また、Hans G. Enggrob・Soren Tjerry<sup>13)</sup>は同じくブラマプトラ川を対象として、2次元数値シミュレーションモデルによる解析を行っている。流砂形態としては掃流砂と浮遊砂を考え、側岸侵食を考慮している。詳細な地形測量データを初期値として用いた1年間の短期予測では、正確な地形変化が予測できている。また、平坦床からの網状流路の発達過程に関しては、同じシミュレーションモデルを用いて30年間の予測計算が行われ、河道の特性に関する計算結果が実河川の平均的特性とよく一致することが判明している。これらの研究では、沖積平野における大規模な網状河川を対象としているため、本研究が対象とする領域に比べて縦断勾配が小さく、粒径水深比が大きくなっている。したがって、地形変化に関して支配的な流砂形態は浮遊砂であると考えられる。Hans G. Enggrob らのシミュレーションにおいて、掃流砂に関しては平衡流砂量式が用いられているが、これはこの領域における掃流砂の非平衡性が十分小さいとみなしているからであろう。

本研究では、まず網状流路の変動過程に関して水路実験による解析を行い、十分に発達した網状流路における流路変動プロセスがどのような素過程から成り立っているかについて調べて

いる。ついで、流路変動の素過程のうち、一本の流路が拡幅から分裂にいたる過程に着目して、水路実験や数値シミュレーションによる解析を行っている。つづいて、上述の水路実験や数値シミュレーションの結果に基づき、網状流路における流路パターンや流砂量を予測する方法を提案している。また、河道内部に存在する巨石が流路変動に及ぼす影響に関しても、水路実験や数値シミュレーションにより検討している。

5章においては山地河川の変動を予測する上で重要な課題の一つである、幅広い粒度分布を持つ場の河床変動過程について研究している。大規模な土砂生産時に河道に供給される土砂の中には、中・小出水程度では輸送されない程大きなものも少なくない。このような場では、砂礫を一樣砂として取り扱うことはできず。また、時として非平衡性の強い現象になると考えられる。そこで、混合砂礫床上の非平衡な土砂輸送現象に関して水路実験を行い、この結果に基づいて混合砂礫床の河床変動過程に関する数値シミュレーションモデルを構築している。また、この数値モデルを2次元場に拡張することにより、幅広い粒度分布を持つ混合砂礫床における流路変動に関してシミュレーションを行っている。

6章においては、山地河川の変動をコントロールするための一つの方法として、砂防ダムや遊砂地といった砂防構造物の利用を考え、それらの河川変動制御機構に関して水路実験や数値シミュレーションによる解析を行っている。

## 参考文献

- 1) 藤田裕一郎：網状河川の問題と最近の研究，第23回水工学に関する夏期研修会講義集 A コース，土木学会水理委員会，1987，pp.A-4-1-A-4-24.
- 2) L.B. Leopold, M.G. Wolman and J.P. Miller：Fluvial processes in geomorphology, W.H. Freeman and company, 1964, pp.284-295.
- 3) S.A. Schumm, M.P. Mosley and W.E. Weaver：Experimental fluvial geomorphology, John Wiley & Sons, 1987, pp.155-160.
- 4) 藤田裕一郎・赤松英樹・村本嘉雄：複列砂州と網状流路の形成過程に関する実験，京都大学防災研究所年報，第29号 B-2，1986，pp.451-272.
- 5) 藤田裕一郎・赤松英樹・村本嘉雄：網状流路の形成過程，第31回水理講演会論文集，1987，pp.695-700.
- 6) 藤田裕一郎・永田順宏・村本嘉雄：細砂河床における網状流路の形成実験，京都大学防災研究所年報，第32号 B-2，1989，pp.595-618.
- 7) 玉井伸行・長尾 哲・三国史雄：直線水路における複列砂礫堆と網状流路の形成について，第22回水理講演会論文集，1978，pp.265-273.
- 8) F. Engelund and O. Skovgaard：On the origin of meandering and braiding in alluvial streams, Journal of fluid mechanics, Vol. 57, part 2, 1973, pp.289-302.
- 9) J. Fredsoe：Meandering and braiding of rivers, Journal of fluid mechanics, Vol. 84, part 4, 1978, pp.609-624.
- 10) P.J. Ashworth, J.L. Best, J.O. Leddy and G.W. Geehan：The physical modeling of braided rivers and deposition of fine-grained sediment, Process models and theoretical geomorphology, John Wiley & Sons, 1994, pp.115-139.

11) H.M. Habersack and G.M. Smart : Width of braided gravel bed rivers: implications for management in Austria and New Zealand, Proceedings of I.A.H.R. symposium on river, coastal and estuarine morphodynamics, Vol.1, 1999, pp.575-584.

12) E. Mosselman, M. Huisink, E. Koomen and A.C. Seijmonsbergen : Morphological changes in a Large braided sand-bed river, River geomorphology, John Wiley & Sons, 1995, pp.235-247.

13) Hans G. Enggrob and Soren Tjerry : Simulation of morphological characteristics of a braided river, Proceedings of I.A.H.R. symposium on river, coastal and estuarine morphodynamics, Vol.1, 1999, pp.585-594.

## 1 章 網状流路の流路・流砂量変動に関する研究

### 1.1 概 説

河川上流域において、砂防ダムや河道狭窄部の上流域、あるいは遊砂地の内部といった、比較的幅の広い領域に土砂が堆積しているところでは、河道内に複数の水みちが形成され、いわゆる網状流路となっている場合が多く見られる。網状流路においては、それぞれの流路は活発に変動を繰り返し、それに伴って流砂も時・空間的に大きく変動している。このような流路・流砂の変動特性を解明することは、流砂の不均衡から生じる災害を防止軽減する上で重要な課題である。

従来、河道幅全体を流水が流れるような条件下での河床変動や流砂量に関して、数多くの研究がなされており、かなりの成果を得ている。しかし、河道幅に対して流量の規模が小さい場合に関しては、これまであまり研究されていない。そこで本章では、水路幅が広い実験装置を用いて、網状流路と流砂の変動を対象とした実験<sup>1),2)</sup>を行う。

実験に際しては、幅広の水路に非粘着性の河床材料を平坦に敷き詰め、長時間にわたって上流端から一定の給砂・給水を行い、全体的な河床形状や水みちの形態、下流端流砂量等を計測している。流砂の形態としては掃流砂のみを対象としている。実験結果を基にスペクトル解析<sup>3)</sup>を行い、流路変動のプロセスや流路変動と流砂量変動との関係などについて考察している。

本研究においては、「水路幅」および「河道幅」とは河床変動が可能な領域の幅、すなわち、実験水路固定壁や実河川の護岸等で規定される幅を指し、「水みち幅」とは流水が流れている部分の幅を指す。「水みち」とは河道あるいは水路内に形成される個々の流れの筋のことであり、「流路」とは複数の水みちから構成される流れの系全体を指している。

流砂の予測などを行う上で重要なパラメータとなる水みち幅は、従来、レジーム則で予測されてきた。しかし、この方法は物理的根拠に乏しく、かつ、法則を規定する式の変数が特定の次元で測られたときにのみ成立するため、物理的に正しい方法とはいえない。そこで、中規模河床形態の発生限界<sup>4)</sup>に基づく、新たな水みち幅の推定式<sup>1)</sup>を提案する。そして、この式の妥当性を水路実験の結果やレジーム式との比較を通じて検証する。

さらに、河床砂が混合砂礫で構成されている場合に、混合砂礫の分級が流路変動に与える影響に関して、水路実験による解析<sup>2)</sup>を行う。一様な河床砂で行った実験との比較を行うことにより、分岐点での砂礫の分級現象が流路変動特性に与える影響を考察している。

### 1.2 網状流路の流路変動に関する水路実験<sup>1),2)</sup>

実験は、Fig. 1.1 に示すように、幅 1m、長さ 12m の矩形断面鋼製直線水路を用いて行われた。長さ 8m の区間に実験用砂を平坦に敷き詰め、上流端から一定量の給水と給砂を行なう。上流端での土砂の局所的な堆積を防ぎ、かつ、流入による洗掘の影響を軽減するため、水路上流端には Fig. 1.2 に示すスロープを取り付け、その中央部、幅 20cm の部分から給砂と給水を行なった。スロープの表面には、RUN-A, B で使用した砂と同じものを張り付け、粗度を与えている。

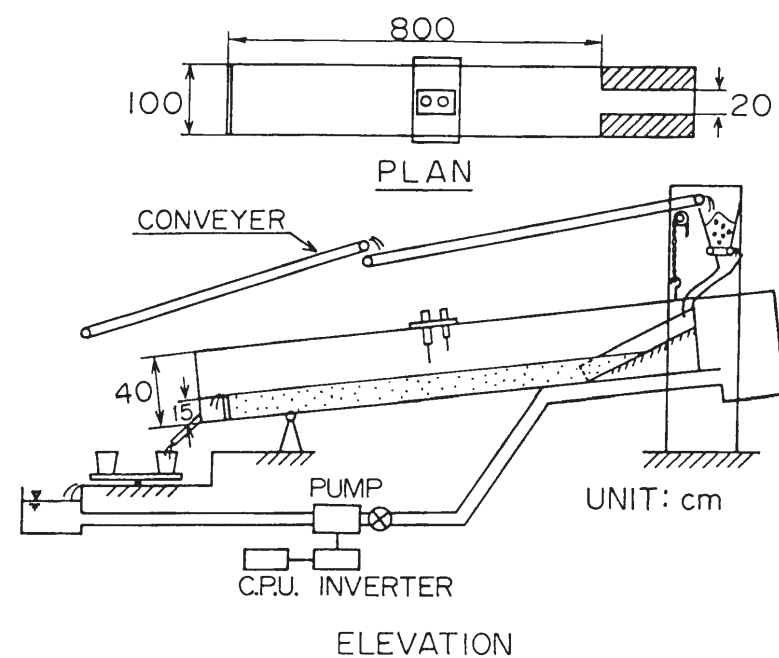


Fig. 1.1 Experimental flume.

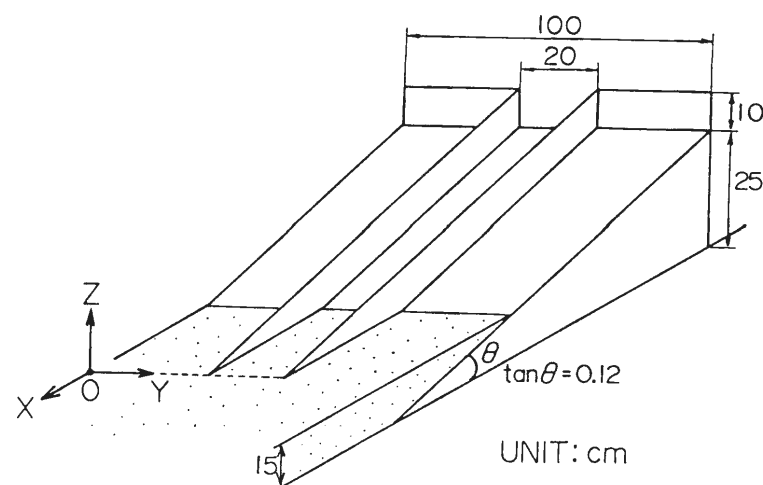


Fig. 1.2 Introductory reach at the upstream end of the experimental flume.

実験に使用した砂の粒度分布を Fig. 1.3 に示している。RUN-A および RUN-B ではほぼ一様な粒径の珪砂 ( $d_{50}=0.192\text{cm}$ ) を用いて実験を行ったのに対し、RUN-M においては、河床砂の粒度分布が流路変動に及ぼす影響を調べるため、中央粒径が  $0.251\text{cm}$  で、粒径の標準偏差が 1.55 の自然砂を用いている。

実験条件が Table 1.1 に示されている。ここに、 $Q$  は流量、 $Q_B$  は給砂量、 $d_{50}$  は河床砂および上流から供給される砂礫の中央粒径、 $i_0$  は水路勾配、 $i_*$  は後述する平衡河床勾配である。RUN-M においては通水開始から 9 時間後まで給砂を行い、それ以後は停止している。

水路下流端における流出土砂を 5 分間隔で全量採取・計測し、それに基づいて下流端流砂量を求めた。また、RUN-M に関しては、任意の時間の採取土砂に対し四分法を行ない、ふるい分け

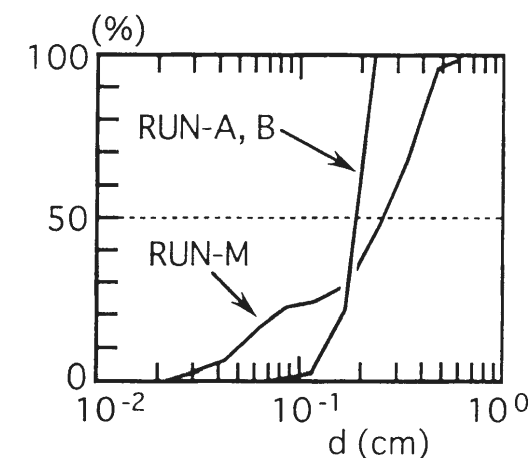


Fig. 1.3 Grain size distributions of experimental materials.

Table 1.1 Experimental condition

	$Q$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$Q_B$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$d_{50}$ (cm)	$i_0$	$i_*$
RUN-A	1000	5.38	0.192	1/20	1/19.6
RUN-B	3000	6.02	0.192	1/50	1/45.4
RUN-M	1000	5.66	0.251	1/20	—

によって粒度分布を計測した。Fig. 1.4 には流出土砂量の時間的変動に関する実験結果が示されている。図中の実線、破線はそれぞれ下流端流砂量と上流端からの給砂量とを示している。これを見ると、一様な砂を用いた実験では、RUN-B で初期において流出量が給砂量を下回っているが、時間の経過とともに、RUN-A, RUN-B とも平均的な流砂量が給砂量とほぼ釣り合うようになっている。すなわち、ある平衡状態が現われていると言える。前述の平衡河床勾配  $i_*$  は、こういう状態における平均的な河床勾配を示している。これに対し、混合砂を用いた RUN-M では、上流端からの給砂量に比べて下流端における流砂量が全般的に小さくなっている。すなわち、河床が全体的に上昇傾向にあると考えられる。

実験を通して流路の変動を記録するために、10 分間隔で水路の上方から写真撮影を行なっている。この時、流水中に染料（ローダミン）を混入し、水際を鮮明に判別できるようにした。さらに、通水停止直前には、1cm 四方の蛍光色の浮子を流し、写真撮影を行なった。写真から浮子の移動距離を読み取ることで、表面流速を知ることができる。一方、約 30 分間隔で流況のスケッチをとり、写真では判断できない河床の状態や流砂の状況の記録を行なっている。

本研究において用いる座標系は、以下のような直交座標系である。すなわち、Fig. 1.2 に示されているように、上流端右岸の初期河床位を原点とし、流下方向を  $x$ 、横断方向を  $y$ 、水路に垂直上向きを  $z$  とする。河床形状は、通水を停止して、連続式河床計を用いて横断方向に計測した。計測断面の間隔は  $x$  軸方向に 20cm ピッチである。このようにして記録された  $x, y, z$  の各座標を基にして、河床の縦・横断形状や等高線などを作成することができる。水位の計測は行なわず、横断面図に写真から計測された水面幅をのせることによって水深を求めている。

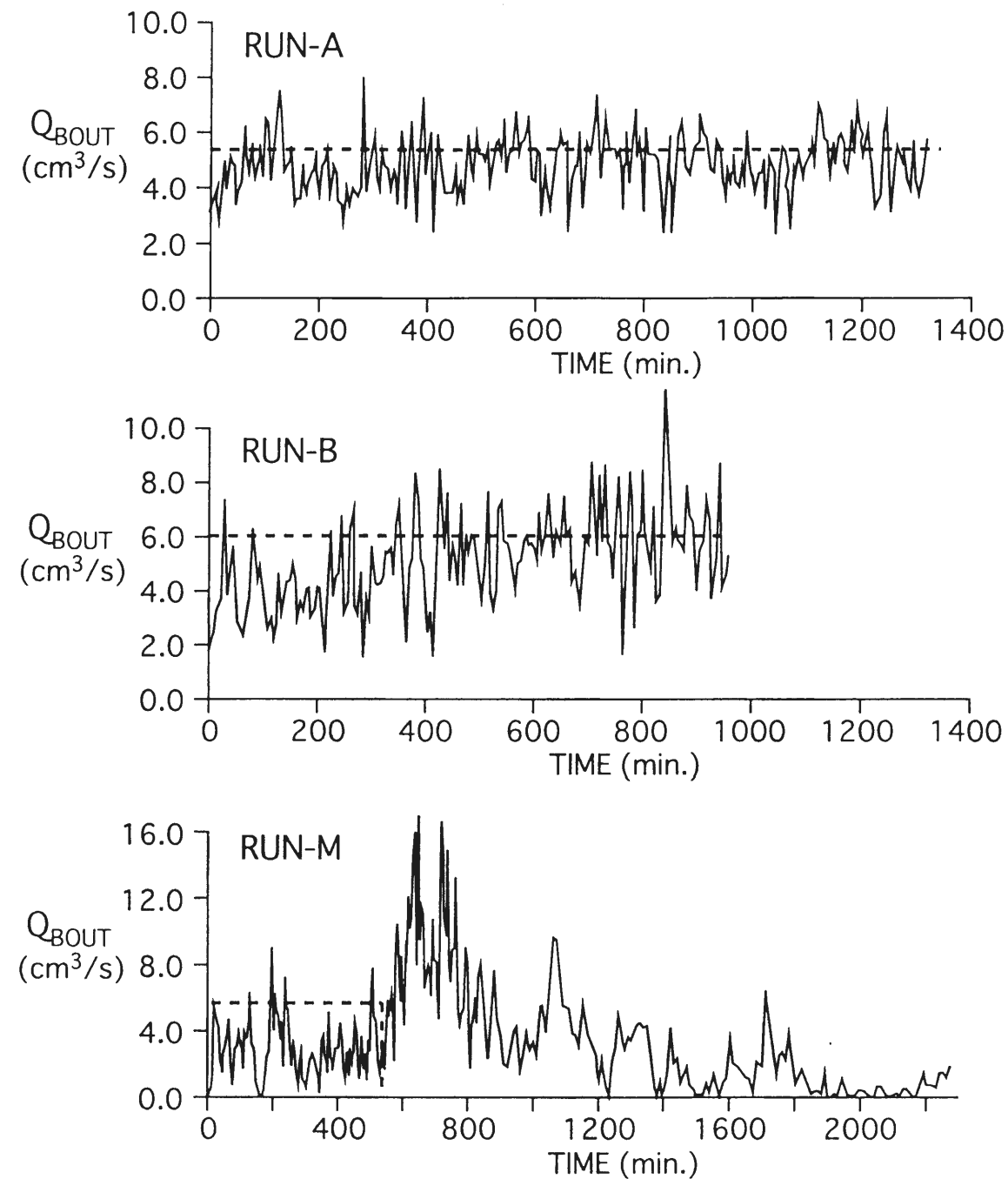


Fig. 1.4 Temporal variation in the sediment discharge at the downstream end.

## 1.3 網状流路の変動過程に関する考察

### 1.3.1 一様砂を用いた実験における流路変動

Fig. 1.5, Fig. 1.6 には、各時刻における河床の等高線と流況とが示されている。等高線は、計測された横断河床形状を基に作成されている。等高線の間隔は、RUN-A が 1cm、RUN-B が 0.5cm である。流況は写真とスケッチを基に作成された。図中の矢印は流れの方向を示し、実線は水際線を、破線は水没した砂州の前縁を示している。

Fig. 1.5 を用いて RUN-A における河床の変動過程を概説する。平坦な河床を整形したあと、通水・給砂を開始した直後は、ほんの薄い流れが水路幅全体を覆い、まもなく、複数の砂州が流れの中に形成される ( $t=15\text{min.}$ )。その後、水流が集中し始め、河床の一部が水面上に現われる。通水を続けると、やがて水路内部には水路幅の数倍の波長を持つ交互砂州状の形状が現われてくる ( $t=6\text{hr.}$ )。ただし、従来取り扱われてきた交互砂州は水路幅全体を流水が流れるような条件下で形成されるものであったが<sup>5)~10)</sup>、この実験においては、流水が水路全体を流れたのは通水開始直後のわずかな時間だけであって、その時には水路幅内部に複数の砂州が形成され、単列の砂州の形態は認められなかった。ところが、通水を続ける内に、単列の交互砂州に似た河床形状が出現する。その形状は時間の経過とともに徐々に発達し、流れに大きな影響を与えるようになっている。この発達過程は、水路内部に形成された水みちの変動に密接に関係しているものと思われるが、水みちの変動については後ほど詳細に述べる。この交互砂州状の河床形状の発生機構や発達機構は従来の交互砂州とは異質のものと考えられるが、以後簡単のためこれも交互砂州と呼ぶ。砂州の形成過程において、浮き州が現われるまでは、流水と河床のインタラクションにより、砂州の形成・発達が起こる。これに対し、水みちが形成され、浮き州が現われた後は、水面上に露出した浮き州と水みちとの相互作用によって、砂州は発達すると思われる。

交互砂州状の河床形状が発達する原因の一つは、砂州の上の水みちの変動が左右非対称であることだと思われる。上流端付近において、水みちは主として右岸から左岸へとその側岸を侵食しながら振れて行く。ここで注意すべき点としては、平均的にみて左岸の方が右岸より河床が高いと言うことが挙げられよう。すなわち、流路は低い方から高い方へ振れているのである。この原因については、導流部分の影響かとも思えるが、スロープの横断方向への傾きなども認められず、流入部での流水の偏りも見られなかった。あるいは、後で述べる浸透流の影響であるかも知れないが、この問題については、今後課題を残している。交互砂州状の河床形状は、水みちの変動にともなって多少変化するものの、一定の方向に移動する様なことはなく、その規模・位置ともに実験を通じて大きく変化する事は無かった。

RUN-B における河床形状の変動過程も大筋では RUN-A と大差無い。違いとしては、形成される交互砂州の波長が若干長くなることが挙げられるが、流量が大きく、水みちの幅が広いことに起因していると考えられる。

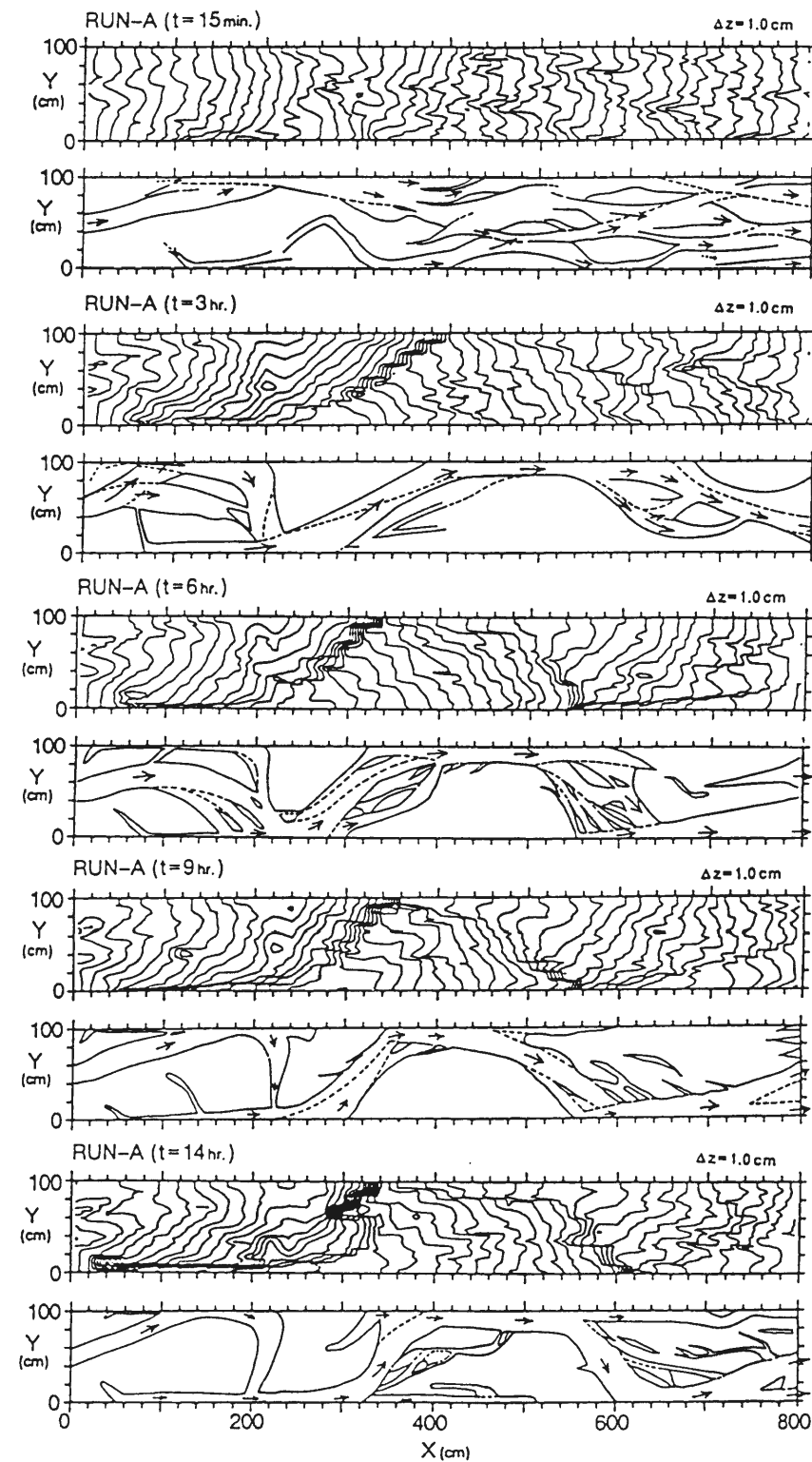


Fig. 1.5 (a) Temporal change in the contour lines of bed surface and the channel pattern (RUN-A).

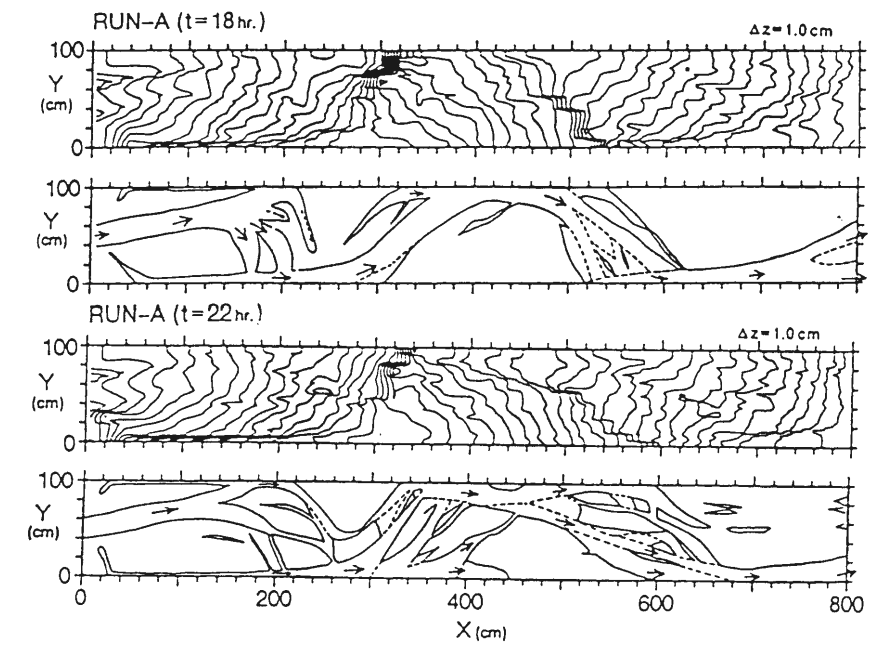


Fig. 1.5 (b) Temporal change in the contour lines of bed surface and the channel pattern (RUN-A).

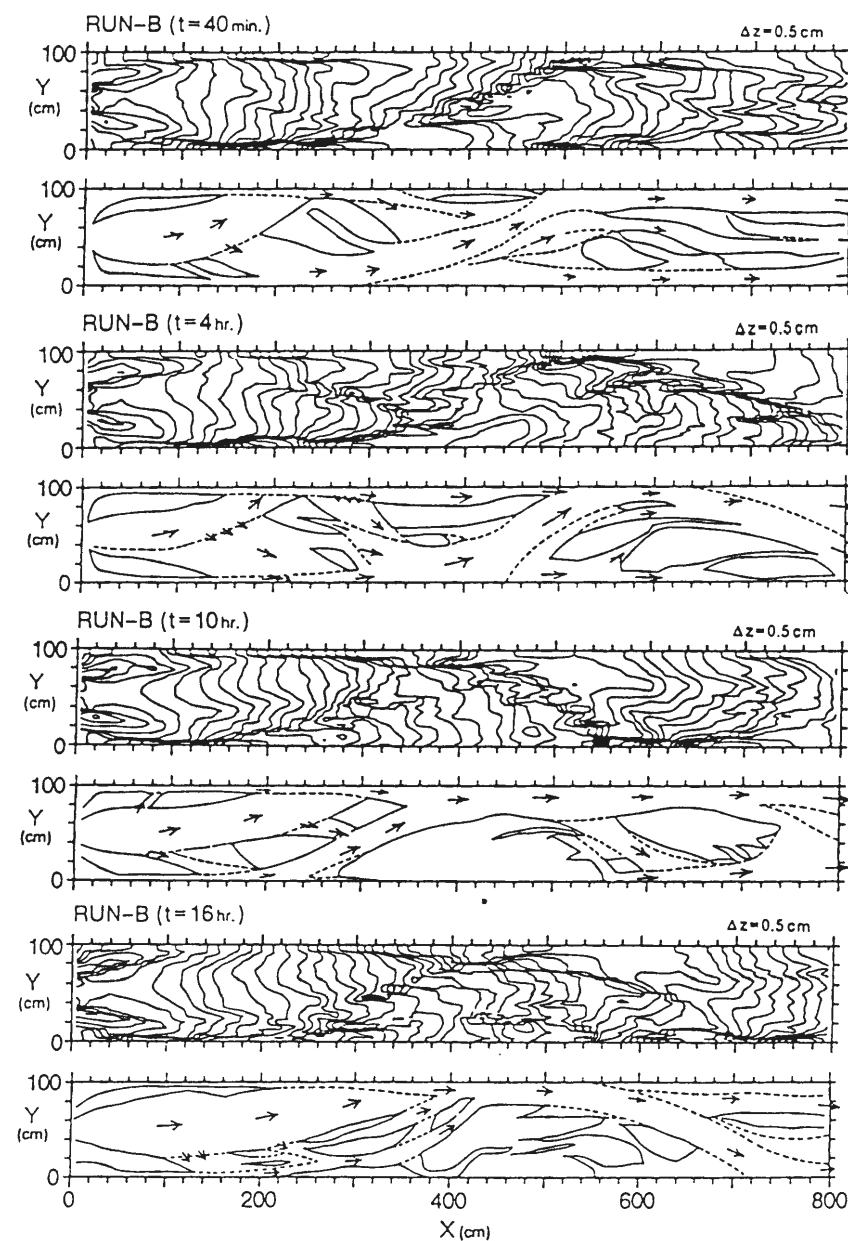


Fig. 1.6 Temporal change in the contour lines of bed surface and the channel pattern (RUN-B).

### 1.3.2 混合砂を用いた実験における流路変動

混合砂を用いた実験 (RUN-M) においては、実験開始後 9 時間までは上流から一定量の給砂および給水を行なっているのに対し、それ以後は給砂を停止し、給水のみを行なっている。そこで、この時刻 ( $t=9$  hr.) を境として、前・後半に分割して考察を行なう。

#### (1) 上流端から給砂を行なっている場合の流路変動 ( $t=9$ hr. 以前)

Fig. 1.4 の 540min 以前の様子を見ると、RUN-M では、上流端からの給砂量に比べて下流端における流砂量が全般的に小さくなっている。すなわち、河床が全体的に上昇傾向にあると考えられる。Fig. 1.7 は、通水開始から 9 時間後までの各時刻における断面平均河床位の縦断形状を示したものである。これを見ると、上流端から順次河床上昇していることが分かる。

一様砂を用いた RUN-A では、比較的早い段階で給砂量と流出土砂量が釣り合っているのに対し、RUN-M では少なくとも  $t=9$  hr. (540 min.) までにおいて両者が釣り合っているとは考えられない。この理由としては、RUN-M における使用砂の中央粒径が、RUN-A のものより若干大きいこと、あるいは、最大径近くの粒子が流送されにくい条件になっていることなどが考えられる。

RUN-M における給砂停止前の河床の等高線と流況とを Fig. 1.8 に示している。等高線の間隔は 1cm である。図中の数字は、河床表層の材料を採取した地点番号を示している。この図を基に、混合砂礫床上の流路の変動状況を説明してみよう。まず、通水直後には、水路幅全体にごく薄い流れが現われる。数分経過すると、水路内部に複数の砂州が形成され、流れの強い部分と弱い部分とが現れる。やがて、流れの強い部分に流水が集中し、水みちが形成され、流れの弱かった部分は浮き州になる。この段階における河床・流路変動は、一様砂を用いた実験と大きな違いはない。

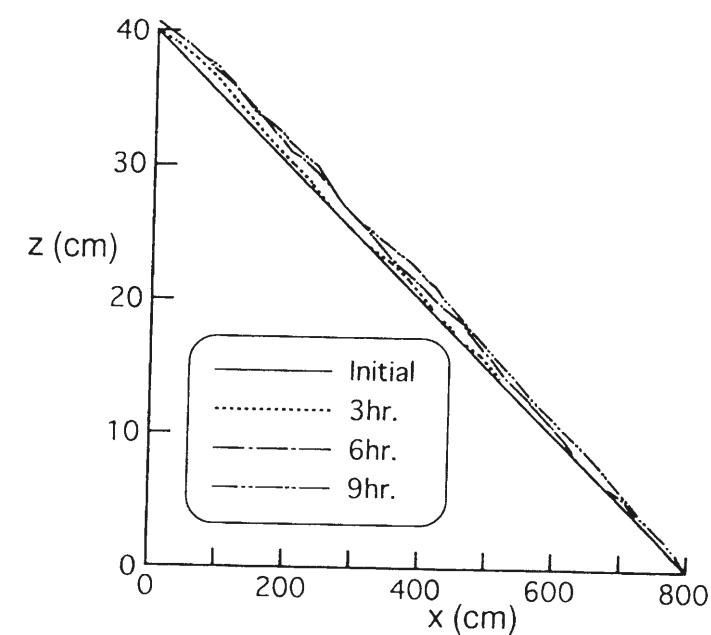


Fig. 1.7 Temporal variation of the longitudinal profiles of bed (RUN-M).

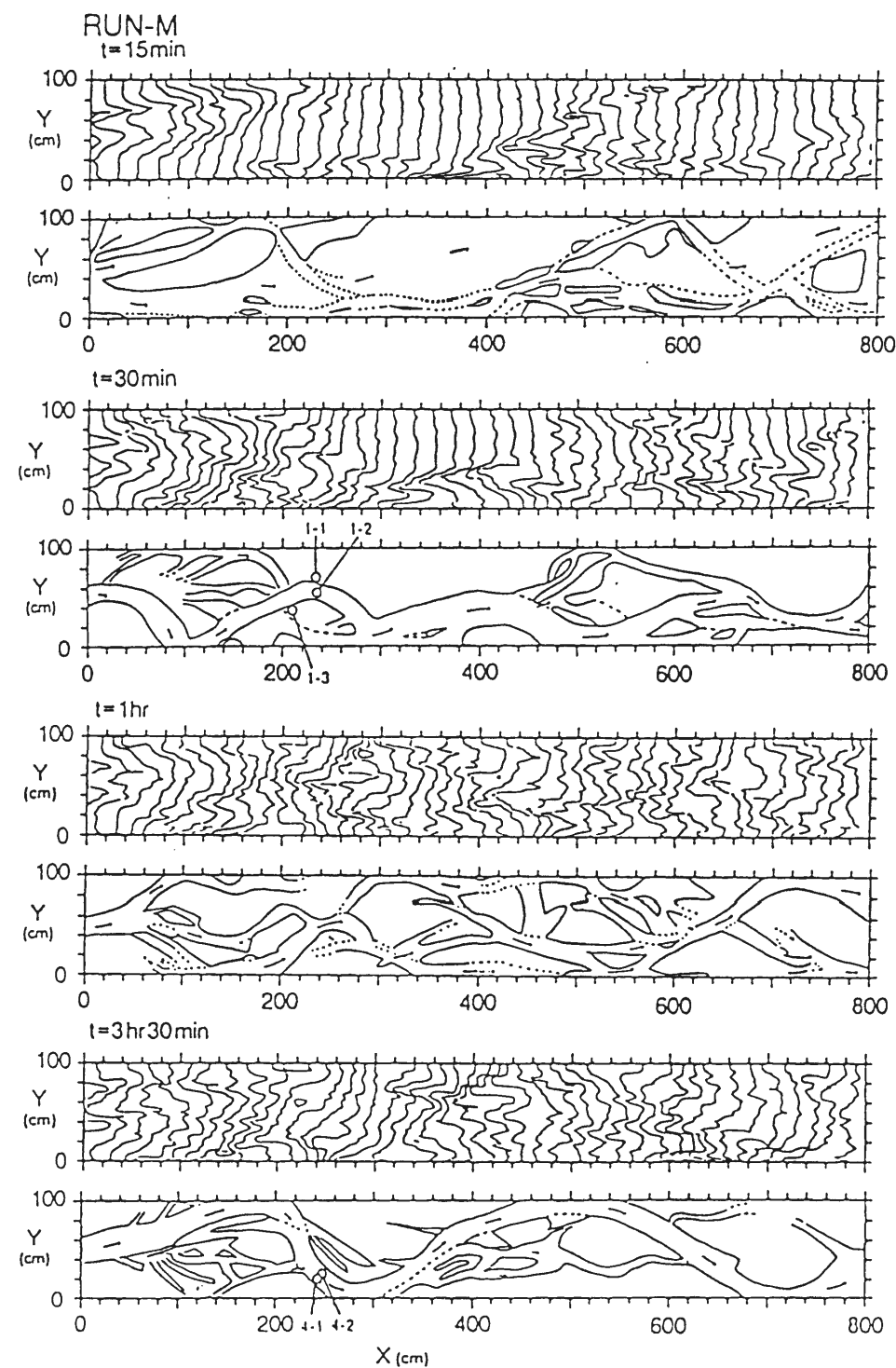


Fig. 1.8 (a) Contour lines of bed surface and channel pattern (RUN-M).

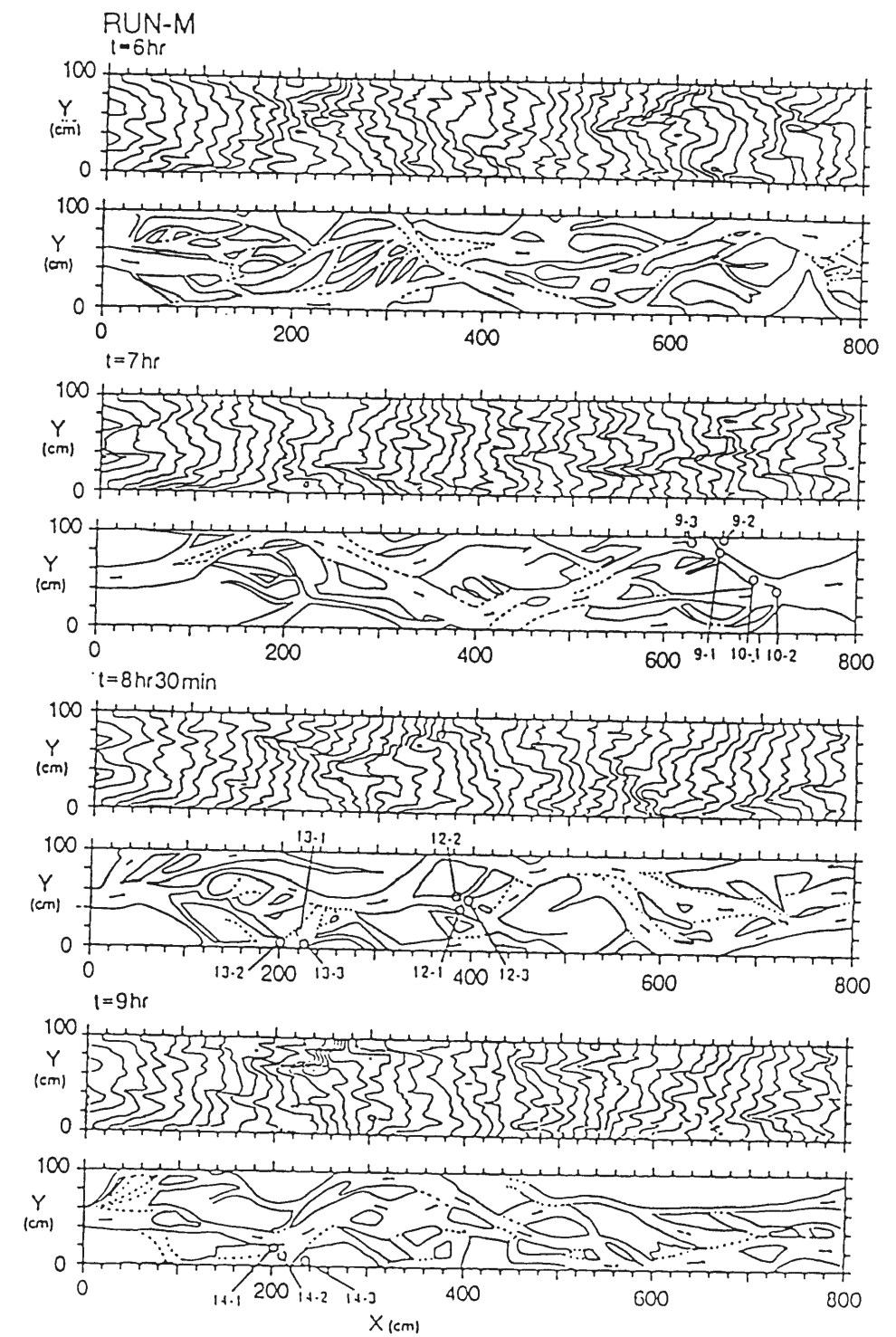


Fig. 1.8 (b) Contour lines of bed surface and channel pattern (RUN-M).



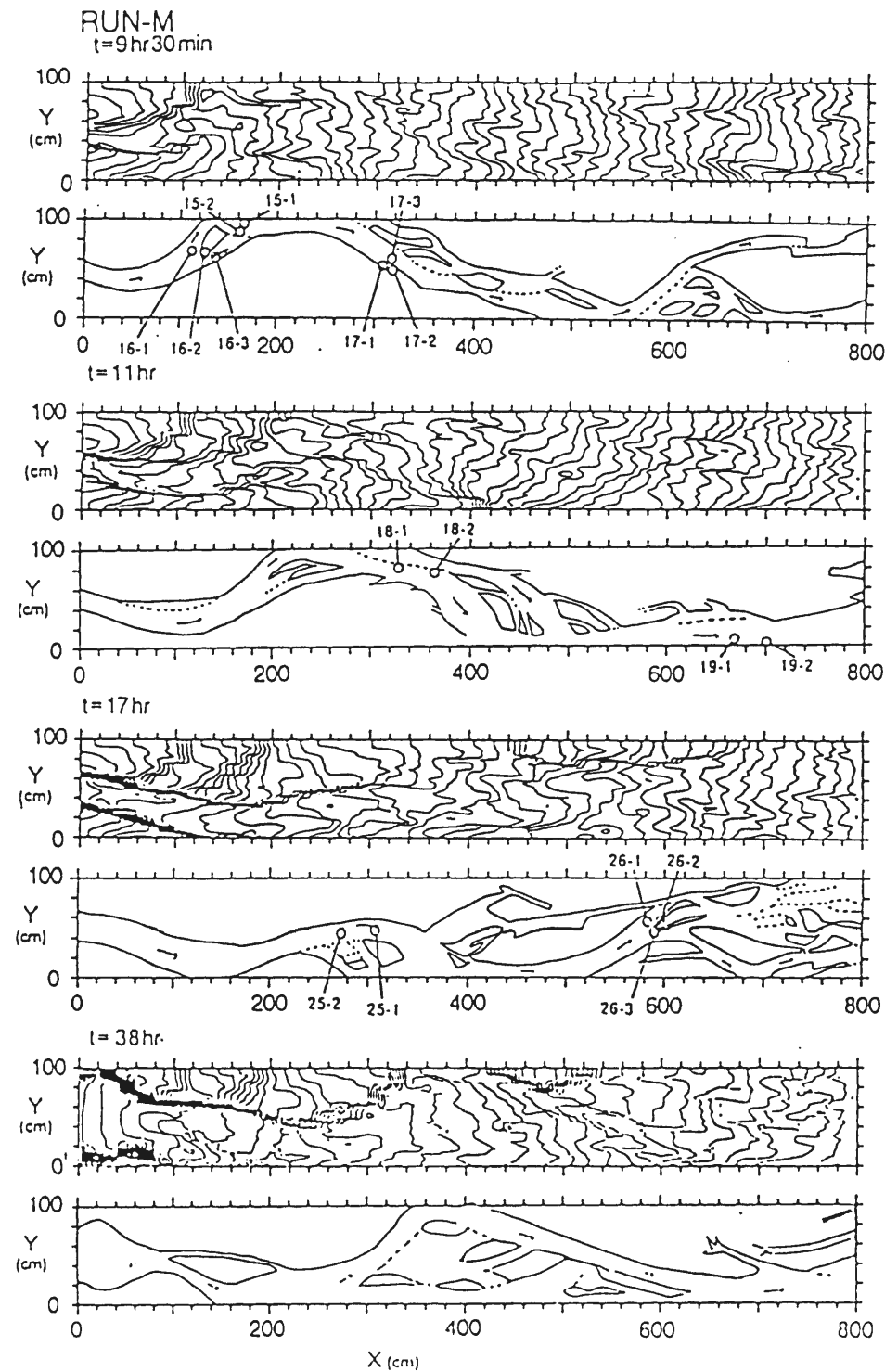


Fig. 1.9 Contour lines of bed surface and channel pattern (RUN-M) after the stoppage of sediment supply.

水路上流端近傍では、上流端の境界条件の影響により、水路中央に流れが集中して流路が形成され、河岸部には自然堤防が形成される。この流路は左右に振動する。その直下流には、扇状地状の地形が形成され、時間とともに発達している。この領域では、複数の水みちが形成され、非常に活発な流路変動が起こっている。すなわち、堆積現象の卓越する領域では、流路が分裂しやすく、流路の変動が激しいと言える。前述のように、RUN-Mにおいて、上流からの給砂量と下流端流砂量とは釣り合っていない。その両者の差の大部分は、この領域に堆積したものと考えられる。

これより下流の領域では、それほど急激な勾配の変化は認められない。つまり、この領域にかぎれば、長い時間スケールでは流入する土砂量と流出する土砂量とがほぼ釣り合った状態にあるものと考えられる。すなわち、一様砂を用いた場合に水路全体にわたって認められた平衡状態は、RUN-Mにおいてはこの領域に限って現れたといえよう。流況図を見ると、一様砂の場合と同様に、平衡状態において水みちが集中・分裂を繰り返していることが確認される。ただし、一様砂の場合に比べ、流路本数が多く、変動が活発であった。この原因については、後ほど詳細に述べることとする。

## (2) 給砂停止後の流路変動

Fig. 1.9 に、給砂停止後の河床の等高線図と流況図とを示している。給砂停止後 30 分を経過した時点 ( $t = 9 \text{ hr. } 30 \text{ min.}$ ) の等高線図をみると、上流端から 1m の区間では、すでに規模の大きい 1 本の流路が切れ込んでいて、その両岸は段丘状になっている。切れ込んだ流路は、発達した段丘を残しながら、左右に緩やかに変動する。縦侵食の影響が下流に伝播するに伴い、流路本数は少なくなっている。すなわち、侵食の卓越する領域においては、流路は集中し易くなるといえる。

Fig. 1.4 の  $t = 650 \text{ min.}$  (10 hr. 50 min.) あたりの下流端流砂量のピークは、次のように説明される。Fig. 1.9 の  $t = 11 \text{ hr.}$  の流況図からも分かるように、上流境界条件の影響が下流端にまで及び、集中した流路が下流端付近でも形成されている。このような流路形態の変化にともない、流路内の掃流力が大きくなり、急激な流砂量の増大を生んだものと考えられる。このように、上流からの土砂の流入条件の変化によって、流路形態が変化し、ひいては下流端流砂量の急変を生むといった現象は、非常に興味深いものと言える。

時間が経過するにつれ、河床の低下が進み、アーモークートの発達が見られた。流路変動は緩やかになり、流砂量は 0 に漸近している。

## 1.3.3 水みちの変動特性

平坦な河床上に給砂と給水を開始すると、流路内に複列砂州が形成され、その深くなった部分に水が集中する。これによって砂州の一部が水面上に現れ、水みちが形成される。水みちの本数や幅は時間的にも空間的にも大きく変化するが、一定の給砂と給水を続けると、下流端の平均的な流砂量が給砂量と釣り合うような平衡状態が現われる。平衡状態における水みちの変動は、次のようであるといえる。

一様砂を用いた RUN-A において特に顕著であった交互砂州状の河床形状の前縁部に沿って水



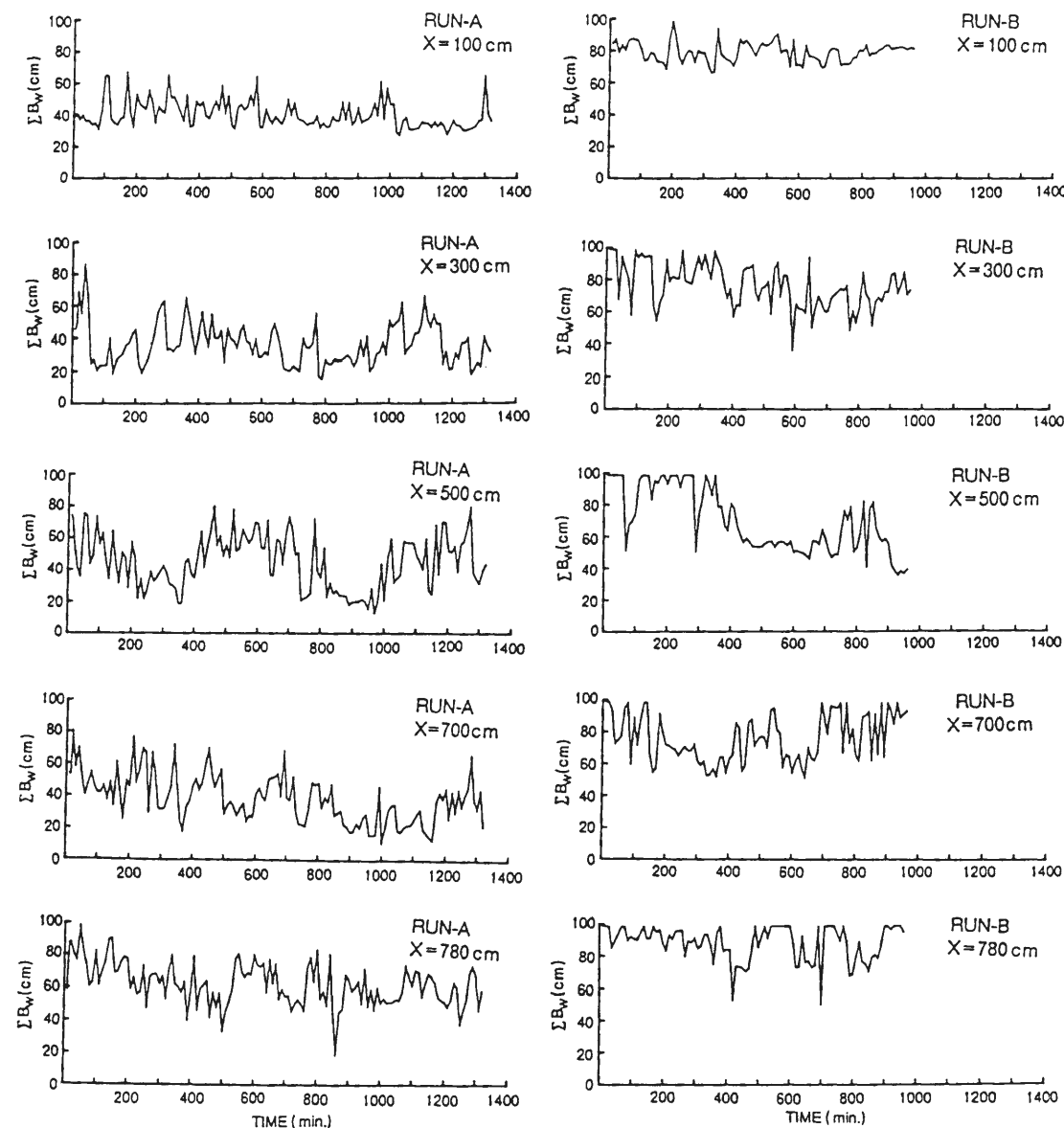


Fig. 1.10 Temporal variation in the width of water surface.

みちが存在する場合、水みちは集中し易く、水深が大きくなり、その変動は比較的緩慢である。交互砂州状の河床形状の高い部分に水みちが乗っている場合には、水みちは不安定で、水深は小さく、本数や幅は刻々変化する。その理由としては、砂州の谷線に流水が集中したところでは掃流力が大きく、流入する流砂が比較的整然と輸送されるのに対し、砂州の高い部分を流れている場合には、勾配が緩いために堆積現象が起こり易くなり、局所的な堆積現象によって流路が変動し易くなることが挙げられる。局所的な堆積現象が活発に起こる領域において流路変動が激しくなることは、混合砂を用いた RUN-M の上流端付近においても確認されている。

平衡状態における水みちの変動は、ある周期を持って繰り返されていると考えられるが、それを知るために、RUN-A, B の各断面における水面幅の時間的変化を調べてみた。その結果が Fig. 1.10 に示されている。ここで言う水面幅とは、写真から読み取られた、実験水路に直交する方向の水面の幅の合計のことである。従って、厳密には水みち幅を表わしているとは言えないが、水みち幅の変動周期を間接的に知ることが可能である。これを見ると、流量の大きい

RUN-B においては全体的に水面幅が広いために若干曖昧ではあるものの、かなり周期的な変動が現われていることが分かる。この周期と流砂量変動の周期は対応していると思われるが、これについては後述する。

### 1.3.4 流路変動のプロセス

上述のような水みちの変動に着目した考察によれば、一様砂、混合砂どちらの場合にも、複数の水みちが形成される条件下での流路変動のプロセスは Fig. 1.11 のようであるといえる。すなわち、流水の集中が起こっている水みちにおいて、側岸における掃流力が限界掃流力を越えている場合には、側岸が侵食されて水みちの拡幅が起こる。拡幅が進むと、側岸から侵食される土砂量と、2次流等によって側岸に運ばれ堆積する土砂量とが釣り合う状態になる。

このような状態の流路では、その変動速度は小さく、水みち幅は流下方向にほぼ一様となる。しかし、やがて流れの不安定や流砂のアンバランスが発生し、流路・河床が不安定になるために、水みち内部に砂州が形成される。この砂州が発達すると、浮き州になったり、あるいは、側岸を流水が越流したりするようになる。これによって、水みちの分裂が起こる。

水みちの分裂を考える上で、その断面に供給される土砂の条件が大きく影響する。流入する土砂が少なければ、不均質な堆積が発生しにくいために、水みちの分裂は起こりにくくなる。反対に、土砂の流入量が多いほど、水みちの分裂は起こり易くなり、急激な流路の変動が見られる。

水みちの分裂が進むと、ある水みちの掃流力は限界掃流力以下となり、堆積により水みちそのものが消滅したり、複数の水みちが合流したりするようになる。このようにして流路の集中が起こる。

以上のようなプロセスを、時間的にも空間的にも繰り返しながら、流路は変動している。次章において、流路変動の素過程のうち流路の分裂過程に関して、より詳しい研究をおこなっている。

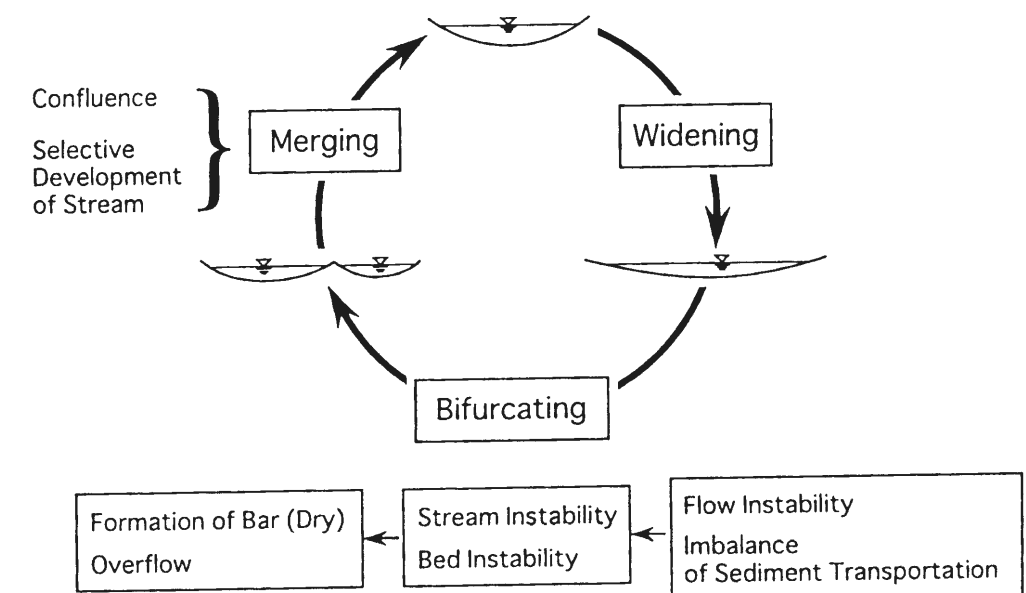


Fig. 1.11 Cyclic processes of channel variation.

### 1.3.5 浸透流の影響

浸透流が流路変動に与える影響は、実際には河床材料に微細粒子が含まれているために、それほど問題とはならないかもしれない。しかし、一様な粒子を用いた RUN-A の実験において、浸透流の影響と思われる興味深い現象が見られた。これについて考察を行なってみよう。

Fig. 1.12 は RUN-A の上流側 2m 区間の流路の変動を模式的に示したものである。前述のように、交互砂州状の河床形状が形成されているため、河床全体の傾向としては、右岸側（図の下側）が低く、左岸側（図の上側）が高くなっている。

(a) の状態では流路は流入地点 A から左岸側の B 地点へと流れ、側岸に衝突している。ここで大きく流向を変え、水路にほぼ直角な流れとなって、C 地点へ向かう。この時、B 点の標高が周囲に比べかなり高いために、浸透流が発生し易く、A 点から B 点を経て C 点に至る間に水みち内部の流量がかなり減少する。そのために、B 点周辺において堆積現象が発生し易くなっていると思われる。これは、前述の交互砂州形状の発達の要因となっている。

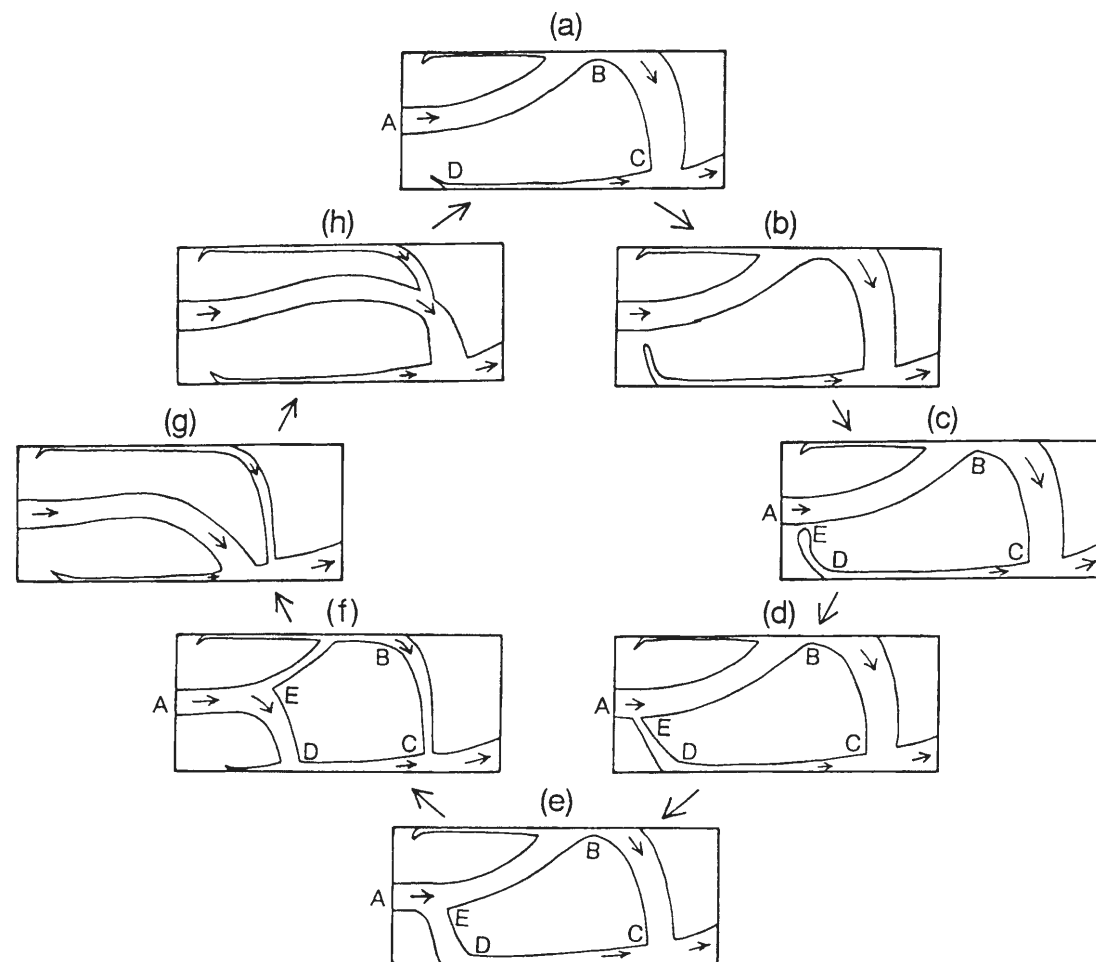


Fig. 1.12 Temporal variation of the channel pattern in the 2m reach near the upstream end of the experimental flume.

浸透流の存在は、D 地点から C 点へ向かう流れによっても明らかである。この部分では水路固定側壁に沿って深い水みちが形成され、その幅は流下方向に大きくなっている。流下に伴い流量が増加していることが目視でも明瞭に確認された。A 点から D 点へは表面流は存在しないから、D 点から C 点へ向かう流れはすべて、浸透流として主流部から失われたものが再び表面に現われたものであることが分かる。流量の比率は明確には判明していないが、浸透流は、主流部の流量の数%から 10 % 程度であろうと思われる。

(a) から (c) にかけて、A 点から B 点を経る流れは殆ど変化せず、左岸側全体に堆積が進む。この間、E 点のガリの源頭部状の部分は浸透流によってゆっくりと侵食され、徐々に A 点へと近づいて行く。やがて、主流部の側岸が破堤し、流水は急激に E 点から D 方向へ流入する ((d) の状態)。

E 点と D 点間の勾配が大きいために、E 点から D 点への流量は急速に増加し、水みちは拡張する。それに伴い、B 点の流量は減少し、枯渇する場合もある ((e) から (f))。新しく形成された主流路は、水みちの左岸を侵食しながら、(g) から (h) のように、左岸方向へ振れていく。

この一連の過程の周期は数十分程度であり、通水中、常に繰り返されている。また、下流域についても、それほど顕著ではないものの、同様の現象が確認された。

主流路が常に左岸方向へ振れる理由については課題を残すものの、このように浸透流と係わりながら、水みちが水路幅の規模を持つ河床形状を形成して行くことは、たいへん興味深いことといえよう。

### 1.4 網状流路の流砂量変動に関する考察

本研究で行った実験において、任意の断面を通過する土砂量を計測することはかなり困難であった。そこで、本研究では下流端に流出する土砂量を計測し、Fig. 1.4 に示したような結果を得ている。これを見ると、各ケースにおける下流端流砂量は、様々な周期の合成された波形を描いている。この変動は前述の流路の変動と深く関わっていると思われる。そこで、下流端流砂量と各断面における水面幅の時間的変動を対象として、最大エントロピー法を用いたスペクトル解析<sup>3)</sup>を行ない、それらの変動特性に関する考察を行なってみよう。

まず、一様砂を用いた実験ケースに対して、スペクトル解析を行なった結果を Fig. 1.13, Fig. 1.14 に示している。流砂量の変動のスペクトルには、RUN-A で 220 分および 90 分程度の周期にピークが見られ、特に前者が卓越している。RUN-B では、100 分、50 分、40 分程度の所にピークがある。しかし、RUN-A ほど顕著ではない。

RUN-A の水面幅の変動のスペクトルについてみると、 $x=100\text{cm}$ 、 $x=780\text{cm}$  においては顕著なピークはみられない。これは、上・下流端境界の影響によるものと思われる。それ以外の中間の断面については、かなり顕著なピークが認められる。水路下流端から 1m 上流の  $x=700\text{cm}$  においては、下流端流砂量の変動の卓越周期 220 分とほぼ一致する明瞭なピークが確認される。このことから、流路変動と流砂量の変動が密接に関係していることが判明した。

実験中の計測結果より、下流端で水面幅が大きくなったときに流出土砂量が増加することが分かっている。流出土砂量の時間変化と、 $x=700\text{cm}$  における水面幅の時間変化とを比較することにより、 $x=700\text{cm}$  から下流端 ( $x=800\text{cm}$ ) まで砂州の位相が伝播するのに必要な時間を

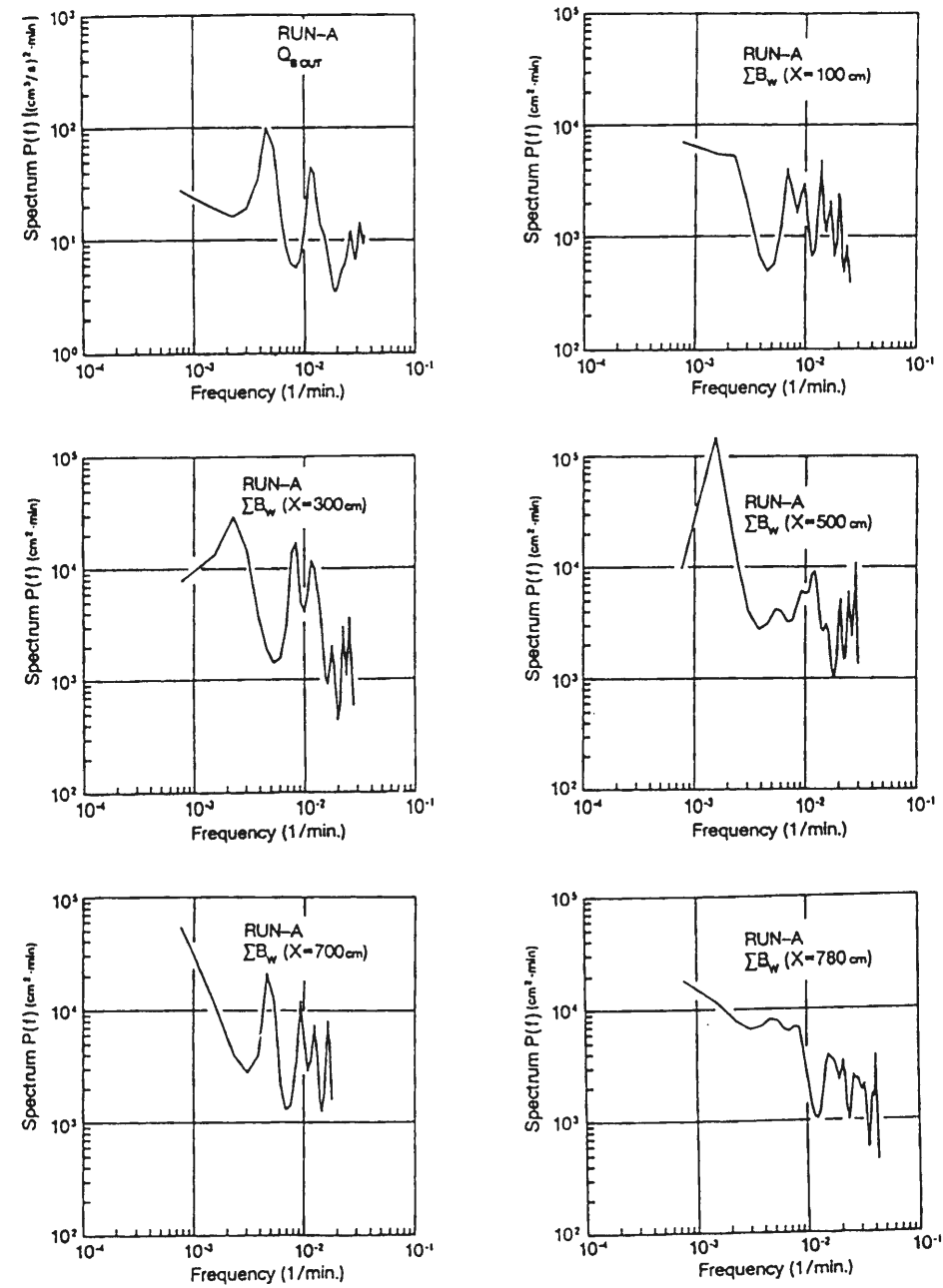


Fig. 1.13 Spectra of the temporal variations in the sediment discharge and the width of water surface (RUN-A).

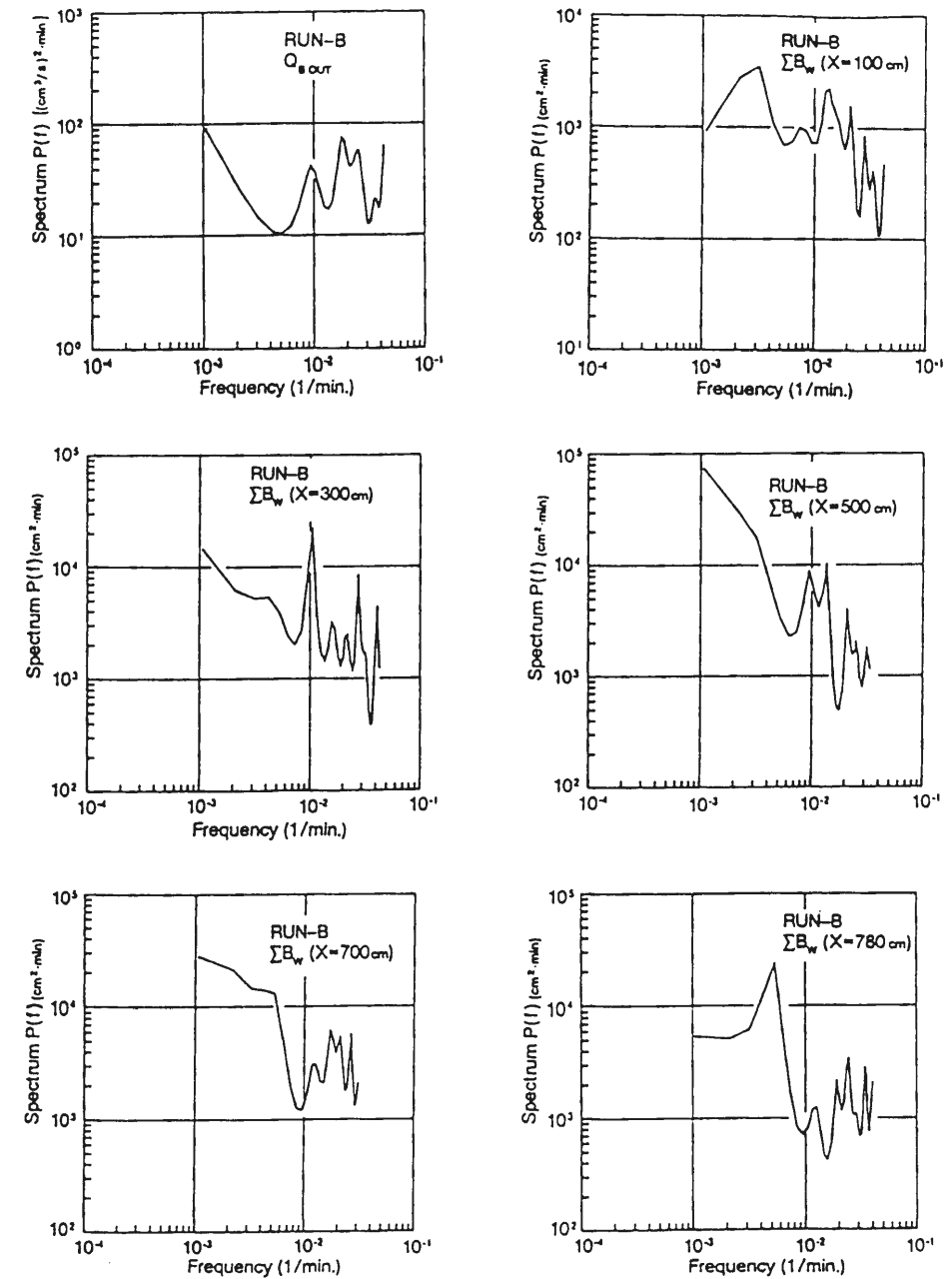


Fig. 1.14 Spectra of the temporal variations in the sediment discharge and the width of water surface (RUN-B).

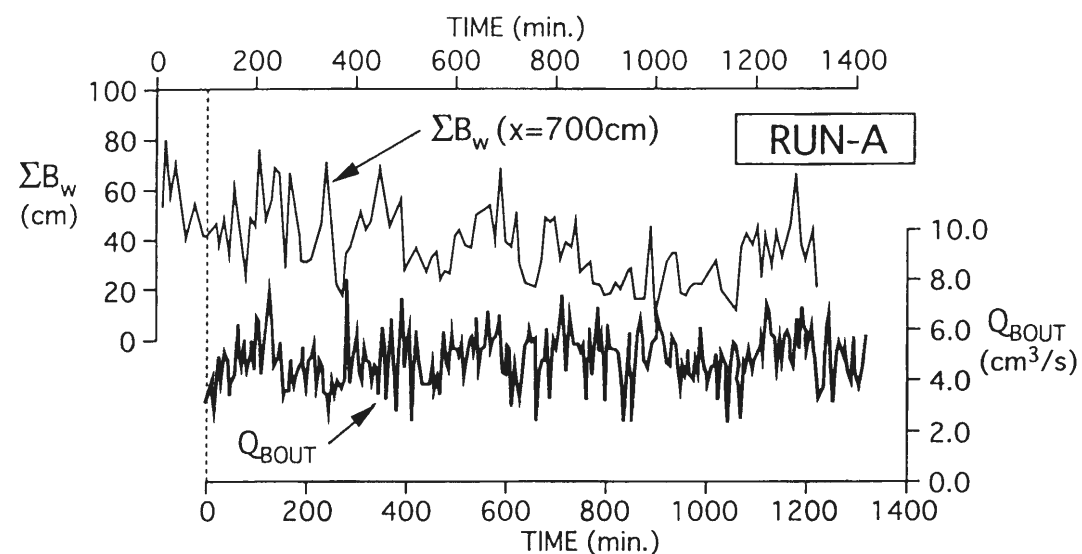


Fig. 1.15 Temporal variation in the sediment discharge at the downstream end and the temporal variation in the width of water surface at  $x = 700\text{cm}$ .

割り出すことができる。いま、両者を100分ずらして比較した結果をFig. 1.15に示している。大まかな変動の傾向などは、比較的一致しているように見える。この結果から判断するならば、RUN-Aにおいて流路変動の位相は約0.6m/hrの速度で下流へ伝播していることになる。おそらくこれは大きな規模の河床形状の伝播速度と対応するものと考えられるが、仮定も多く、断定できる段階ではない。

次に、 $x=300\text{cm}$ ,  $500\text{cm}$ の断面についてみると、スペクトルに長周期のものが明瞭に現われている。これは、流路が集中・安定している時期と分裂している時期とが交互にかなり長い間隔で現われるという観測結果とも一致している。すなわち、水路幅規模を持つ交互砂州の挙動に対応する周期が現われているといえよう。より短周期の卓越周期は水みち内部に形成される小規模な河床波等によるものであると考えられる。

RUN-Bでは、流出土砂量と $x=700, 780\text{cm}$ 断面との間にあまり明瞭な関係は見られない。これは、流量が大きく、水面幅が水路幅全体にわたっている場合が多いために、流砂量と水みち幅との関係が不明瞭になっているためだと思われる。各断面についてみると、比較的長周期のスペクトルが卓越している。これらの地点では、大きな砂州が形成され、比較的安定した流路が形成されていた。

RUN-Aでは、RUN-Bと比較して、各断面の水面幅や流出土砂の周期的な変動の関係が明確に理解できる。その理由はRUN-Aは流量が小さいことにあると思われる。小さな流量であるがゆえに、水面幅が水路全体にわたることは少なく、それぞれの水みちに対応した水みち幅が形成されている。それゆえ、土砂の輸送能力と水面幅との対応がつきやすくなっているのであろう。これに対し、RUN-Bでは水面幅が水路幅全体にわたっていることが多く、かつ、水路の固定側壁に沿って流れている場合が多いために、流量に対応した水みち幅が形成されにくくなっている。それゆえ、水面幅と流砂変動との対応がつきにくいのであろう。

ついで、混合砂を用いた実験ケースに対して、スペクトル解析を行なった結果をFig. 1.16に示している。解析には、給砂を継続している間( $t \leq 9\text{hr.}$ )のRUN-Mの実験結果を用いている。流出土砂量の時間的変化に関しては、

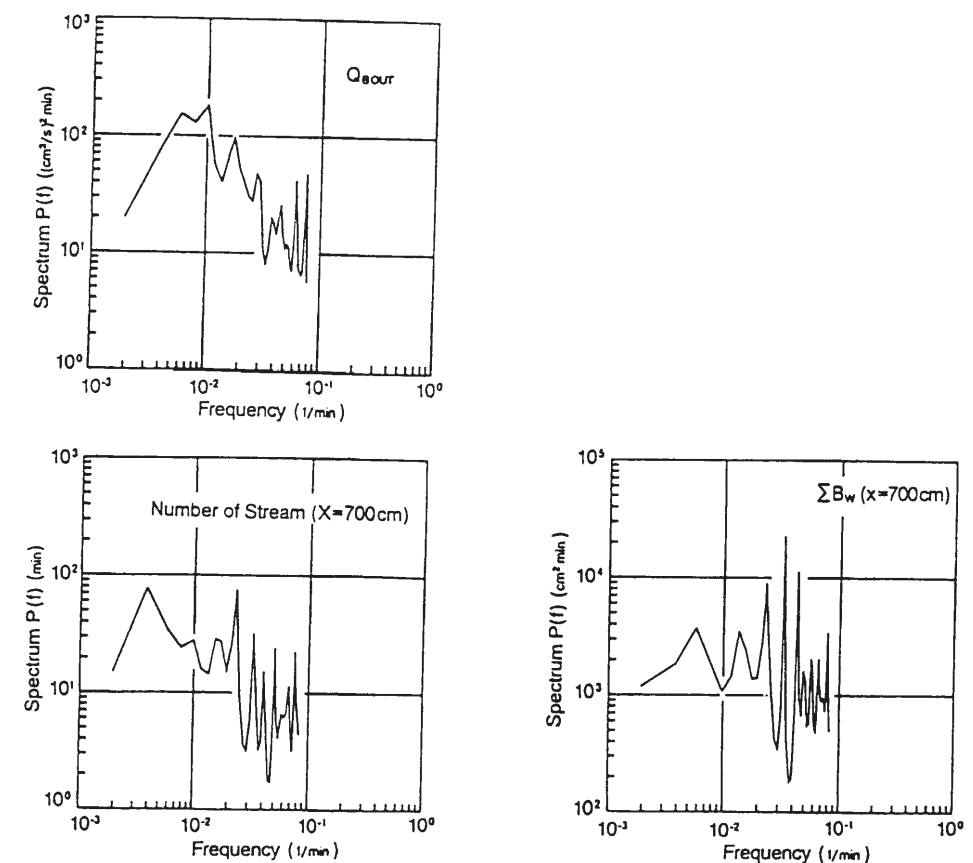


Fig. 1.16 Spectra of the temporal variations in the sediment discharge, number of streams and the width of water surface (RUN-M).

周期  $T = 160 \sim 170$  分, 100 分, 55~60 分, 35 分

あたりに、スペクトルピークが見られる。一様砂の場合と同様に、 $x=700\text{cm}$ における水みちの本数、ならびに水みち幅の時間的変動に関して調べてみると、水みち本数のスペクトルピークは、

$T = 260$  分, 100 分, 55~60 分, 45 分

にみられ、水みち幅のスペクトルピークは、

$T = 160 \sim 170$  分, 70~80 分, 40~55 分

のところに現われる。

データの精度が十分でないこともあるが、これらの変動のうちいくつかの周期成分は一致しており、混合砂礫床上においても、流砂量変動と流路変動とが密接に関係していることが確認された。

## 1.5 掃流砂が卓越する場における水みち幅の推定法

一般に、水みちを形成するような場における流砂量の予測は非常に困難である。これは、流砂量を決定する要因、すなわち流量、勾配、水みち幅、河床材料などが時間的・空間的に相互に関

係し合いながら変化していることが原因である。ことに網状流路においては、諸要因の変動が激しく、平均的な流砂量の予測さえも難しい状況にある。

しかし、流砂の時間的な変動までは予測できないものの、平均的な流砂量の予測については可能性がある。前述したように、網状流路の変動過程において、流路が集中し、比較的安定な流路が形成される状態が現われる。したがって、このときの流れの諸量が予測できれば、平均的な流砂量が予測される。いま、それらの諸量の中で、推定が特に困難なのが水みち幅である。そこで、一本の水みちが形成される条件下での水みち幅の予測方法について検討する。

ここでは流砂の輸送形態として掃流砂を考えている。したがって、勾配の緩い河川で見られるような、浮遊砂の側岸部への堆積に伴う水みち幅の縮小は考えていない。また、河床砂と河岸を構成する材料は同じものとしており、河岸の侵食抵抗が河床に比べて大きいような場合は想定していない。

水みち幅の予測には、次のレジーム式がよく用いられる。

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad (\alpha = 3.5 \sim 7, \text{m-s 系}) \quad (1.1)$$

ここに、 $B$  は水みち幅、 $Q$  は流量である。この式は簡便な上、多くの実験値、観測値によって検証されており、広い適合範囲を持っている<sup>11)</sup>。しかし、次元を持った式であり、物理的な根拠に乏しいこともあって、合理的な方法とはいえない。池田・Parker ら<sup>12)</sup>によると、動的平衡な断面の流路中心部での水深  $D_{cu}$  は

$$D_{cu} = 0.0376 s d_{50} / i \quad (1.2)$$

で与えられる。ここに、 $i$  : 河床勾配、 $s = \sigma / \rho - 1$ 、 $\sigma$  : 砂の密度、 $\rho$  : 水の密度、 $d_{50}$  : 河床砂の中央粒径である。この水深を基に、水面幅  $B$  は次式のように与えられる。

$$B = \frac{Q}{D_{cu} \sqrt{g D_{cu} i} 2.5 \ln \left( 7.333 \frac{D_{cu}}{d_{50}} \right)} + \left\{ 2.571 + \frac{2.066}{\ln \left( 7.333 \frac{D_{cu}}{d_{50}} \right)} \right\} D_{cu} \quad (1.3)$$

ここに、 $g$  : 重力加速度である。この式は比較的緩い勾配の流路に対して求められた式であり、流路の横断形状は、平坦な底面とそれに連続的に接続する側岸からなっている。側岸において流砂は存在せず、底面のみを流砂が移動すると考えている。本研究が対象としている勾配は、この式の適合範囲を越えており、単純に適用すると、 $B$  が大きくなりすぎる結果となった。また、この式の特徴として、川幅が流量の 1 乗に比例していることが挙げられるが、これは多くのデータから検証されたレジーム則に一致しないなど、若干の問題があると思われる。

流れのスケールには、鉛直方向（水深）、横断方向（水みち幅、川幅）、流下方向（砂州の長さや蛇行波長など）のものがあ、これらの間には、ある種のコヒーレントな構造が存在する。それらの構造は、Fig. 1.17 に示す交互砂州上の流れに端的に現われている。交互砂州は、水深と幅、および流れの抵抗に關与する粒径の間のある領域に限って存在する。これが流れのスケール間のコヒーレントな関係を表わすものであろう。

交互砂州の形成領域は、村本・藤田ら<sup>4)</sup>によると

$$0.15 < \frac{h/d}{(B/d)^{2/3}} < 0.45 \quad (1.4)$$

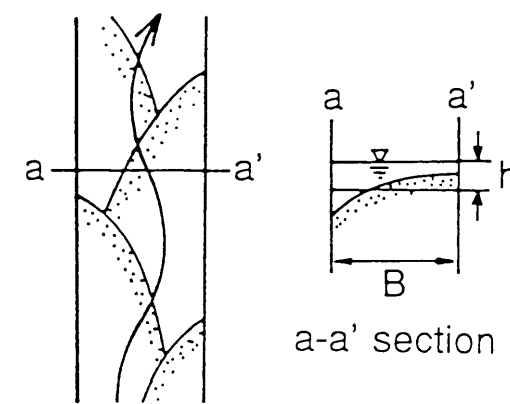


Fig. 1.17 Schematic diagram of the flow on the alternating bar.

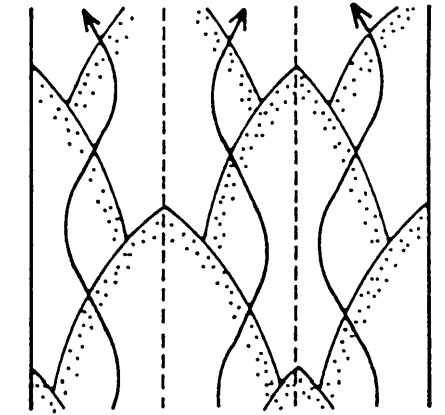


Fig. 1.18 Schematic diagram of the flow on the multiple row bars.

である。ここに、 $h$  : 水深、 $d$  : 河床砂の粒径である。水路幅が (1.4) 式の範囲より広くなると、Fig. 1.18 に示すような複列砂州が形成される。この場合、横断方向に複数の流路が形成されることになるが、一つ一つの流路幅については (1.4) 式が適用されることが知られている。

交互砂州が発達すると浮き州が生じ、水みち幅が流れによって変化する self-formed channel が形成される。したがって、水みち幅、すなわち、この self-formed channel の幅は、交互砂州の幅にほぼ等しいか、それより若干小さいと考えられる。

(1.4) 式を変形すると

$$B/h = \beta (h/d)^{1/2} \quad (3.313 < \beta < 17.213) \quad (1.5)$$

となる。

流水の連続式を

$$Q = v B h \quad (1.6)$$

とし、抵抗則を次のような対数則で与える。

$$\frac{v}{u_*} = \sqrt{8/f} = A_r - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{d} \quad (1.7)$$

ここに、 $v$  : 断面平均流速、 $u_*$  : 摩擦速度、 $A_r$  : 実験定数 (=8.5)、 $\kappa$  : カルマン定数 (=0.4)、 $f$  : 摩擦損失係数である。

(1.5), (1.6), (1.7) 式を連立させて解くと、次式を得る。

$$B = \left( \frac{\beta}{\sqrt{8/f}} \right)^{1/2} \left( \frac{Q}{\sqrt{g d i}} \right)^{1/2} \quad (1.8)$$

式中の  $(\beta/\sqrt{8/f})^{1/2}$  の値は多くの場合 1.0 に近い値であるが、これを新たに  $\alpha$  とおくと

$$B = \alpha \left( \frac{Q}{\sqrt{g d i}} \right)^{1/2} \quad (1.9)$$

となる。この式は次元的に正しい。

(1.9) 式の妥当性の検討を行なうために、次のような実験を行なった。実験装置としては、前述の流路変動の実験に用いた水路 (Fig. 1.1) の上流側 3m の区間を使用している。上流端から

Table 1.2 Conditions of the experiments to measure the stream width

	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Q_B$ (cm <sup>3</sup> /s)	$d_{50}$ (cm)	$i_*$	$B$ (cm)	$h$ (cm)
RUN-C	1000	11.2	0.192	1/24.2	32.7	0.92
RUN-D	2000	22.5	0.192	1/25.6	48.7	1.02
RUN-E	1000	7.9	0.192	1/22.7	30.3	0.87
RUN-F	3000	6.8	0.192	1/56.6	70.4	1.60
RUN-G	2000	4.1	0.192	1/49.5	45.5	1.49

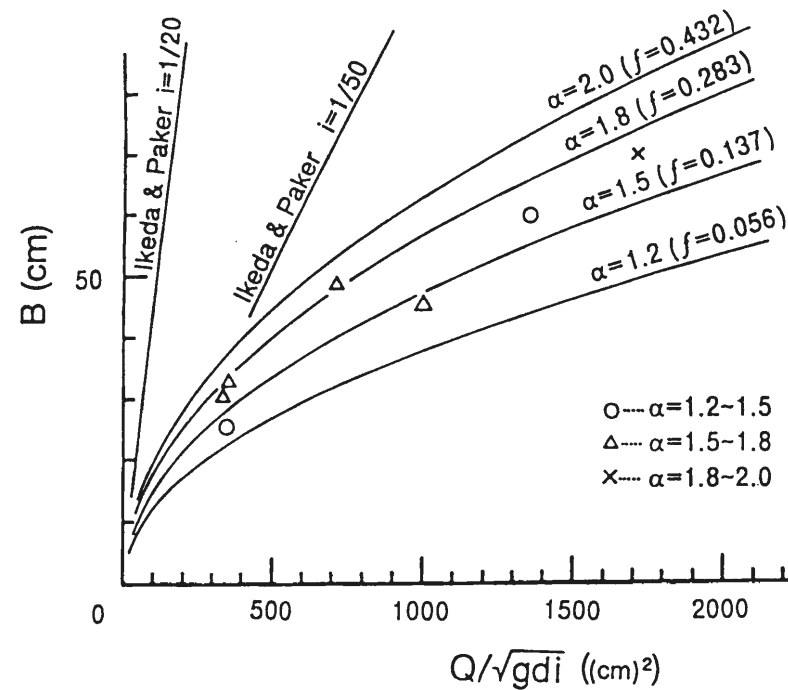


Fig. 1.19 Relationship between discharge and flow width predicted by Eq.(1.9).

一定の給砂と給水を行い、一本の流路を形成させ、その水みちの幅、水深、平衡勾配等を計測した。実験条件は Table 1.2 に示している。

この実験から得られた水みち幅に関するデータと (1.9) 式とを比較した結果が Fig. 1.19 に示されている。この図には、前述の一樣砂を用いた流路変動に関する実験 (RUN-A, B) において、水路の上流端付近で計測された水みちに関するデータもあわせて示されている。

図中の曲線は、 $\alpha$  をパラメーターとして (1.9) 式をプロットしたものである。(1.9) 式を用いて各流量に対応する水みち幅を推定する場合、係数  $\alpha$  をいかに決定するかが大きな課題となる。係数  $\alpha$  は、抵抗係数の関数となっているが、本研究が対象とするような水深の小さい流れの抵抗に関する十分な知見がいまだ得られていない。そこで、実験データを基に抵抗係数  $f$  を算定し、これを用いて  $\alpha$  の範囲を設定した。 $\beta$  としては、最大値である 17.213 を用いた。

実験データは多少ばらつくものの、(1.9) 式によって水みち幅はかなりよく説明されている。図中には池田・Parker ら<sup>12)</sup>による (1.3) 式も同時に示している。ただし、勾配の範囲は (1.3) 式

の適用範囲を越えている。これをみると、データの傾向は、明らかに新しく提案した (1.9) 式に沿うものとなっている。

(1.9) 式を用いれば、流量、勾配、河床材料が与えられた場合の水みちの幅を算定することが出来る。その結果、水深、流砂量も推定することが可能となる。ただし、この式の適用範囲は交互砂州が形成される条件下に限られている。すなわち、水みちが形成されたときに、流砂が存在しなければならない。本研究の実験においては、いずれのケースもこの条件を満足している。

以上のように、中規模河床波の形成条件を基にした水みちの推定式の適用性は、実験データによって検証された。ただ、根拠となっている (1.4) 式の理論的な裏付け等の問題は残っている。断面内の流れと流砂の構造、たとえば、2次流による横断方向への土砂の輸送機構等に関して、より一層の研究が必要である。

## 1.6 河床砂の粒度分布が流路変動に及ぼす影響に関する考察

1.3.2 で述べたように、一樣砂の場合と混合砂の場合とでは、平衡状態における流路の変動過程に基本的な差異は認められない。しかし、RUN-M の平衡状態と考えられる領域において、水みちの蛇行や分裂に際し、河床材料の分級が顕著にみとめられた。こうした河床材料の分級現象が流路の変動過程に対してかなりの影響を与えているものと考えられる。

流砂の分級が顕著である場所を分類すると以下のようなものである。

- (a) 水みち内部に堆積が発生し、流れが分裂して、左右に振り分けられている場所
- (b) 側岸に沿って流れている水みち内部に堆積が発生し、流れが側壁から離れていく場所
- (c) 流れが湾曲している場所
- (d) 流水のごく一部が越流している場所

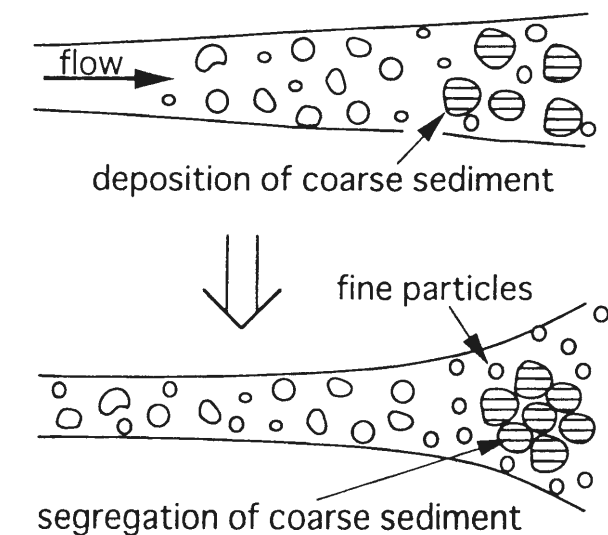


Fig. 1.20 Occurrence of bifurcation of stream and enhancement of sediment sorting due to deposition of coarse sediment in widening stream.

(a) および (b) における分級には発生場所に違いはあるものの、分級の機構には大差無いものと考えられる。この分級現象を模式的に表現すると Fig. 1.20 のようである。すなわち、

1. 直線状の水みちが拡幅する。
2. 拡幅にともない掃流力が低下し、大粒径の土砂が堆積する。
3. 堆積が進むと、流れが左右に振り分けられる。このとき、慣性力の大きい大粒径の粒子は直進し、砂州上に堆積する。それに対し、比較的小さい粒子は分裂した流れによって輸送される。

Fig. 1.21 は、Fig. 1.8 の  $t = 8\text{hr. } 30\text{min.}$  に示されている地点番号 12-1～12-3 における河床表層の粒度分布を示したものである。これを見ると、砂州の部分（地点番号 12-3）に粗い粒子が堆積し、細かい粒子が下流に流送されていることが分かる。地点番号 12-1 と 12-2 は、流れが分裂した点の直下流における、各水みちの流心付近となっている。

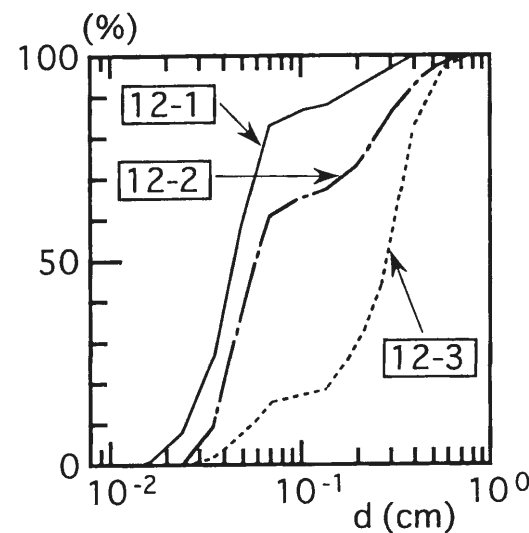


Fig. 1.21 Grain size distributions of the bed material near a bifurcating point. See Fig. 1.8 (b)  $t=8\text{hr } 30\text{min}$  for positioning the sampling points.

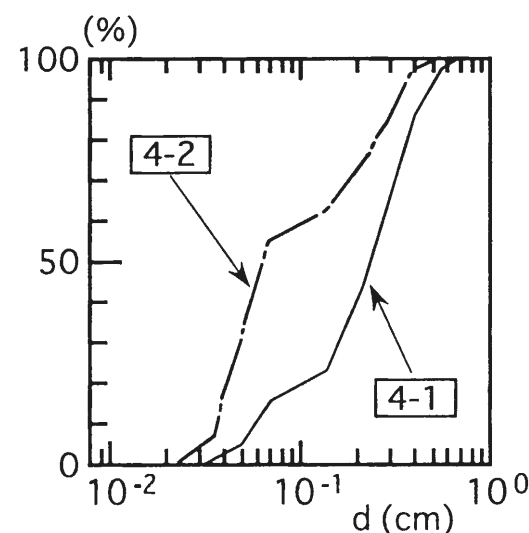


Fig. 1.22 Grain size distributions of the bed material near a stream bend. See Fig. 1.8 (a)  $t=3\text{hr } 30\text{min}$  for positioning the sampling points.

流れが湾曲している部分では、2 次流によって細粒分が内岸に輸送され堆積する。Fig. 1.22 は Fig. 1.8 の  $t = 3\text{hr. } 30\text{min.}$  に示されている地点番号 4-1, 4-2 における粒度分布を示している。このデータからも、2 次流による流砂の分級は明らかである。

流水のごく一部が越流する地点では、越流部に小粒径の粒子が堆積する。これは、越流部の掃流力が小さく、小粒子のみが選択的に輸送されるためである。

前述のように、河床材料が広い粒度分布を持つ場合には、それが一様である場合に比べて、流路がより細かく分裂する傾向がある。これには、上述の砂礫の分級現象のうち、(a), (b) で発生するものが、特に関与していると考えられる。すなわち、混合砂では流路内に掃流力のアンバランスが生じたときに、分岐点で分級現象が生じ、大きな粒子が容易に堆積することが、流路の分裂し易さにつながっていると思われる。また、一様砂の場合には、たとえ流路が分裂しても、片方の流路が流砂を流し得ないほどに小さい場合には、すぐに閉塞してしまうのに対し、混合砂の場合には砂礫の分級作用により、小さな流路には細かい粒子が流入し、これが輸送されるために閉塞しにくい。このこともより細かく流路が分裂する理由であろう。

## 1.7 まとめ

本章では、網状流路が形成される条件下における、流路変動と流砂量に関して、水路実験を中心とした解析を行なった。この時、河床の粒度分布が流路変動に及ぼす影響に関して考察している。また、平均的な流砂量を予測する上で大きな要素となる水みち幅の推定法に関して、交互砂州の形成領域をもとにした新たな方法を提案し、その妥当性を実験によって検証している。得られた結果を要約すると以下のようである。

- (1) 比較的大きな土砂堆積域に、上流から一定の給水と給砂を与えると、複数の水みちが形成され、それらが時間的・空間的にも激しく変動するような流路が形成される。そのような条件下においても、長い周期で見ると、上流からの流入土砂量と下流端での流出土砂量がほぼ釣り合った平衡状態が存在する。
- (2) (1) の様な場において、水路内に水路幅の数倍の波長を持つ交互砂州状の河床形状が形成される場合がある。この砂州は、その上を流れる水みちの変動によって形成され、その位置や規模はあまり大きく変化しない。また、この砂州の形成・発達には、浸透流の影響もあると思われる。
- (3) 水みちの幅や本数は、時間的にも空間的にも大きく変化するが、(2) の交互砂州状の河床形状のどの部分を通るかによって、変動の速度はかなり異なる。交互砂州の前縁に相当する部分を通るときは流路は集中し、変動は穏やかである。それに対し、砂州の高い部分を通るときには、流路は分裂・集中を繰り返す、活発な変動をみせる。
- (4) (3) と関連して、堆積現象の激しいところでは、流路は不安定になり、侵食の卓越するところでは、流路は安定であることが確認された。
- (5) 水みちの変動のプロセスは、集中・拡幅・分裂の各素過程から構成されている。この変動は、時間的・空間的に繰り返されている。
- (6) 流砂量の変動は流路の変動と密接に関係していることが、スペクトル解析などにより明らかになった。



(7) 流路の分裂過程に関して、混合砂特有の現象である砂礫の分級現象の影響を明らかにした。すなわち、掃流力のアンバランスが生じたときに、粗い粒子が堆積し、これが浮き州の形成を促進するとともに、小さい流路が閉塞しにくくなることもあって、流路が細かく分裂することが判明した。

(8) 混合砂礫を用いた実験において、上流端からの給砂を停止し、給水のみを継続すると、上流側から順次縦侵食が進み、その過程で河岸段丘が形成された。また、侵食が卓越する領域では、流路が集中する傾向が強くなるため、掃流力が大きくなり、一時的な流砂量の増大を生むことが明らかになった。すなわち、上流境界条件の変化にともなう流路形態の変化によって、流砂量の急激な変動が現われることが判明した。

(9) (1) の様な場における平均的な流砂量は、流水が集中し、一本の水みちが形成される状態での流れの諸量によって予測され得る。このような状態の水みち幅は、中規模河床形態の形成条件、水の連続式および抵抗則を用いて推定できる。この式は流量の  $1/2$  乗に水みち幅が比例する関係を与えるとともに、次元的にも正しく、また、実験データともよく適合することから、有用性の高いものであると考えられる。

以上のように、網状流路における流路・流砂量の変動過程に関して、興味ある知見が得られたが、次章においては、水みち変動プロセスの素過程のひとつである水みちの分裂現象についてより細かい検討を行う。

## 参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之：網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報，第 33 号 B-2，1990，pp.241-260.
- 2) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・寺西直之：網状流路における混合砂礫の分級と流路変動，京都大学防災研究所年報，第 34 号 B-2，1991，pp.247-260.
- 3) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，1997，pp.210-225.
- 4) 藤田裕一郎・赤松秀樹・村本嘉雄：複列砂州と網状流路の形成過程に関する実験，京都大学防災研究所年報，第 29 号 B-2，1986，pp.451-472.
- 5) 魚生 川 登：実験水路における交互砂州（砂れき堆）の形成条件，土木学会論文報告集，第 207 号，1972，pp.47 -60.
- 6) 村本嘉雄・藤田裕一郎：中規模河床形態の分類と形成条件，第 22 回水理講演会論文集，土木学会，1978，pp.275 -282.
- 7) 黒木幹男・岸 力：沖積河道の流路形態の領域区分に関する研究，第 26 回水理講演会論文集，土木学会，1982，pp.51-56.
- 8) 藤田裕一郎・村本嘉雄・堀池周二・小池 剛：交互砂州の発達機構，第 26 回水理講演会論文集，土木学会，1982，pp.25-30.
- 9) 長谷川和義・山岡 勲：発達した交互砂州の性状に関する実験と解析，第 26 回水理講演会論文集，土木学会，1982，pp.31-38.
- 10) 水理委員会研究小委員会：洪水流の三次元流況と流路形態に関する研究，土木学会論文報告集，第 345 号／II-1，1984，pp.41 -52.

11) 芦田和男・高橋 保・水山高久：流路工計画に関する水理学的研究，新砂防，第 97 号，1975，pp.9-16.

12) 池田駿介・Gary Parker・千代田将明・木村善孝：直線礫床河川の動的安定横断形状とそのスケール，土木学会論文報告集，第 375 号，1986，pp.111-126.



## 2 章 流路の分裂過程に関する研究

### 2.1 概 説

前章において、複数の水みちが形成されるような条件下における流路の変動機構について検討を行った結果、流路変動は集中→拡幅→分裂→集中といった循環的プロセスからなっていることが判明した。

本章においては、このような網状流路の変動プロセスのうち、特に一本の流路が拡幅し、分裂に到る過程に着目し、水路実験<sup>1),2)</sup>による解析を行うとともに、数値シミュレーション<sup>3)</sup>による検討を行う。

まず、2.2 において侵食可能な側岸を持つ流路の分裂過程に関する実験的考察<sup>1)</sup>を行っている。流路の分裂がおこるようなレジームでは流路が横断方向に活発に振れるため、流路内での現象を追跡することが難しい。そこで、流路の横振れを抑制することを目的として片岸を固定壁とした「片岸侵食性流路」を採用した。このとき、固定壁に沿った流れが壁から離脱し、固定壁付近に浮き州が現われる機構が、一本の流路が浮き州の形成に伴い 2 本に分裂する機構と同じであると考えている<sup>4)</sup>。

片岸侵食性流路を用いると、比較的ゆっくりと流路の分裂現象が進行するため、拡幅から分裂にいたる機構を調べるには有効な方法であるといえる。また、同じ条件下において両岸を侵食性の側岸とした実験も併せて行い、片側侵食性流路の分裂過程との比較を行っている。

このような実験の結果、流路が流下方向に非一様に拡幅すること、流下方向に幅が広がっていく領域において砂州が発生し、この砂州の発達に伴い、水みちが 2 本に分裂することなどが明らかになった。そこで 2.3 において、流下方向に幅が拡がるように側壁を設けた水路（以後これを漸拡水路と呼ぶ）を用いて、砂州の形成と水みちの分裂に関するより詳細な水路実験<sup>2)</sup>を行なった。また、同様の条件下において、侵食性側岸を持つ流路の拡幅・分裂に関する水路実験を行い、漸拡水路における分裂過程との比較検討を行なっている。

ついで、2.4 において漸拡水路における砂州の発達過程を再現し得る、非定常の 2 次元浅水流モデル<sup>3)</sup>の開発を行なっている。このモデルは浮き州の形成を含む、砂州の発生・発達過程を表現できるものである。また、本シミュレーションモデルによる計算結果と水路実験<sup>2)</sup>の結果とを比較することにより、モデルの妥当性の検証を行なっている。

次章で説明する流路網のパターン予測のためには、流路の分岐点から次の分岐点までの距離を評価する必要がある。このような距離は、上述の漸拡水路における拡幅開始点から浮き州の形成点までの距離によって評価できると考えられる<sup>2)</sup>。そこで、2.5 において水路実験や数値シミュレーションの結果をもとに、流路が分裂にいたる距離に関する考察を行っている。

### 2.2 侵食可能な側岸を持つ流路の分裂過程に関する水路実験

本節においては、流路変動が活発に起こる条件下において、一本の流路が拡幅し、やがて分裂

にいたる過程を解明する第一歩として、侵食可能な側岸を持つ流路を用いた水路実験<sup>1)</sup>を行っている。

流路の初期形状としては、次の 2 通りを採用する。すなわち、片岸が水路側壁に沿った固定壁となっており、もう一方が侵食性の側岸となっている「片岸侵食性流路」と、両岸とも侵食性の側岸となっている「両岸侵食性流路」である。

このような流路に上流から一定の給砂・給水を行い、流路の時間的・空間的な変動過程の追跡を行った。

#### 2.2.1 実験条件・方法

実験に用いた水路は Fig. 2.1 に示すような、水路長 10m、幅 1m の矩形断面鋼製直線水路である。水路下流側 8m の区間にほぼ一様な粒径の珪砂を厚さ 17cm に敷き詰めた。使用した砂の粒度分布を Fig. 2.2 に示している。

水路上流端には Fig. 2.3 に示すように、流入口として両岸固定壁の区間を設けている。これは上流端からの給水および給砂を、なるべく横断方向に一様に流入させることを目的として設けられたものである。Fig. 2.3 (a) は片側侵食性流路の場合に、Fig. 2.3 (b) は両岸侵食性流路の場合に用いられた流入口である。この図には座標系の定義も併せて示されている。

給砂は水路上部に取り付けられた貯砂器下部のベルトコンベアの回転速度を調節することにより、任意の量に設定することが可能である。水路下流端においては、コンピューター制御のターンテーブルを用いて、一定時間間隔で流出する流砂を採取している。これに基づき下流端の流出土砂量を算定している。

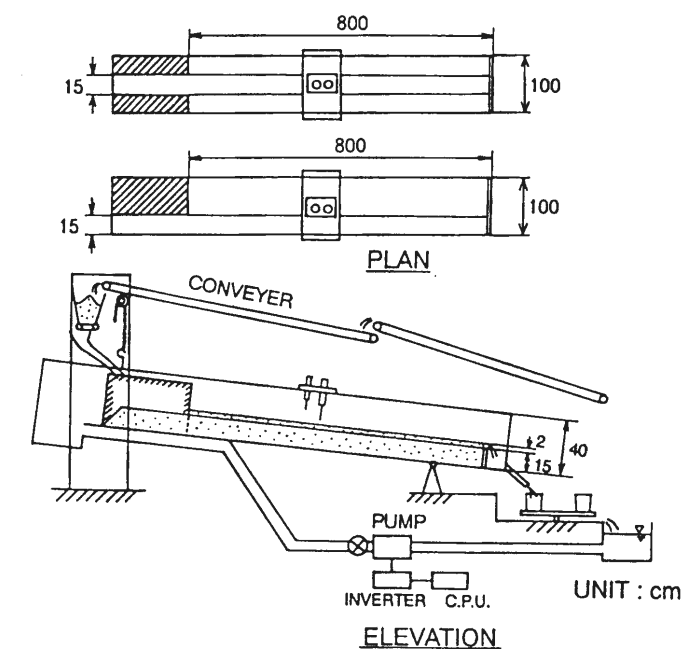


Fig. 2.1 Experimental flume.

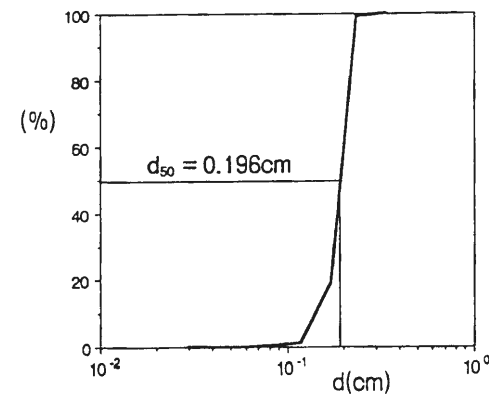


Fig. 2.2 Grain size distribution of sand used in the experiment.

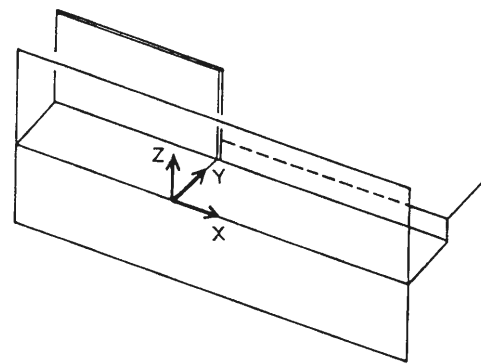


Fig. 2.3 (a) Introductory reach at the upstream end (Runs A-1, B-1 and C-1).

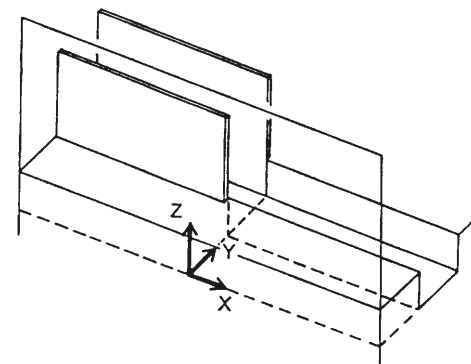


Fig. 2.3 (b) Introductory reach at the upstream end (Runs A-2, B-2 and C-2).

Table 2.1 Experimental condition

	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$i_0$	$Q_{Bin}$ (cm <sup>3</sup> /s)	$B_0$ (cm)	$\Delta_0$ (cm)	$d_{50}$ (cm)
Run A-1	1370	1/20	12.23	15.0	3.0	0.196
Run A-2	1370	1/20	12.54	15.0	3.0	0.196
Run B-1	1740	1/30	7.97	15.0	3.0	0.196
Run B-2	1740	1/30	6.89	15.0	3.0	0.196
Run C-1	2690	1/50	5.29	15.0	4.0	0.196
Run C-2	2690	1/50	6.12	15.0	4.0	0.196

流路の変動過程を記録するために、水路上部から写真撮影を行っている。この時、表面流速を測定するためにトレーサーも流している。

河床位の計測は適当な時間間隔で通水を停止し、連続式河床計を用いて行った。計測は  $x$  方向に 20cm ピッチで横断方向に行われた。また、通水停止の直前において、サーボ式水位計を用いて主流部の水位を計測している。

実験条件を Table 2.1 に示している。ここに、 $Q$  は流量、 $i_0$  は水路勾配、 $Q_{Bin}$  は給砂量である。実験は勾配、流量、給砂量を変化させ、片岸・両岸侵食性流路においてそれぞれ 3 ケー

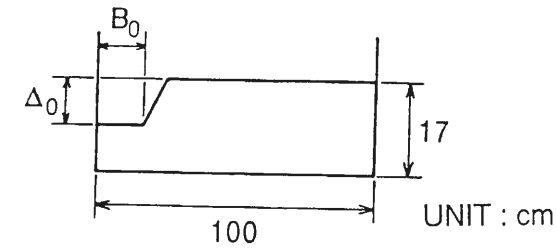


Fig. 2.4 (a) Initial cross-section of the channel in Runs A-1, B-1 and C-1.

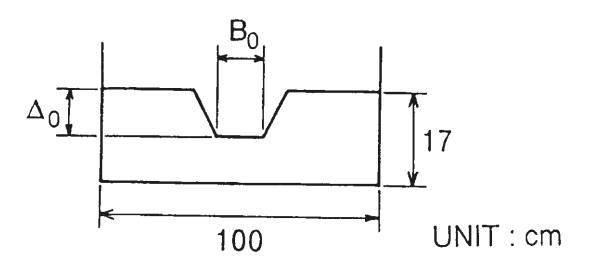


Fig. 2.4 (b) Initial cross-section of the channel in Runs A-2, B-2 and C-2.

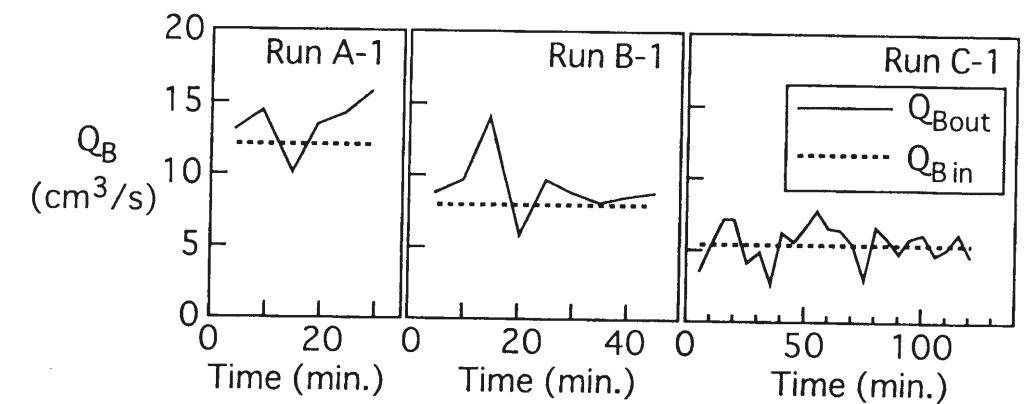


Fig. 2.5 Variation in sediment discharge at the downstream end.

スずつ行った。Run A-1、B-1、C-1 は Fig. 2.4 (a) に示されるような初期断面形状の片岸侵食性流路におけるものである。Run A-2、B-2、C-2 は同様の水理条件下で、両岸侵食性流路において行われたものであり、その初期断面形状は Fig. 2.4 (b) に示されている。Table 2.1 中の  $B_0$ 、 $\Delta_0$  はそれぞれ Fig. 2.4 に示されるような初期河床の流路幅と河岸高さを示しており、側岸の初期勾配は  $63.4^\circ$  としている。

給砂の条件としては、下流端における流出土砂量とほぼ釣り合う量を設定した。流出土砂量の時間的変化を Fig. 2.5 に示している。これをみると、各ケースともほぼ給砂量と流出土砂量とが釣りあっていることがわかる。給砂の条件を変化させた予備実験をいくつか行ってみた。その結果、前章で明らかにされたように、侵食傾向の領域では流路が集中し易く、変動がゆるやかになること、反対に堆積傾向の領域では流路が分裂し易く、変動がより活発になることが確認された。

## 2.2.2 片岸侵食性流路における流路変動

Fig. 2.6 (a), (b), (c) にそれぞれ Run A-1、B-1、C-1 の河床の等高線と横断河床形状が示されている。ここで、最も勾配の急な Run A-1 のケースを中心として、一本の水みちが分裂に到るプロセスについて考察する。

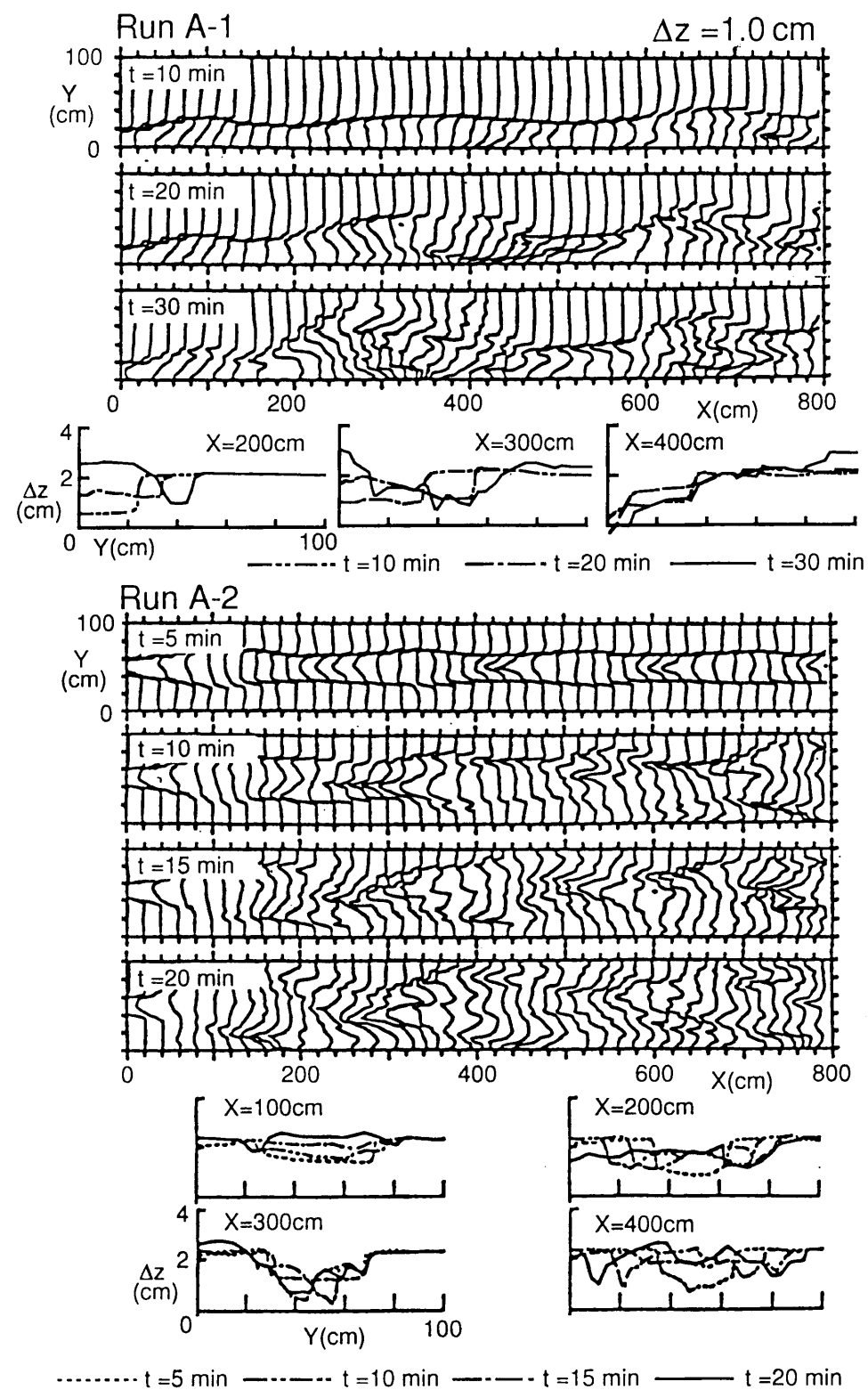


Fig. 2.6 (a) Contour lines of the bed surface and cross-sections of the channel in Runs A-1 and A-2.

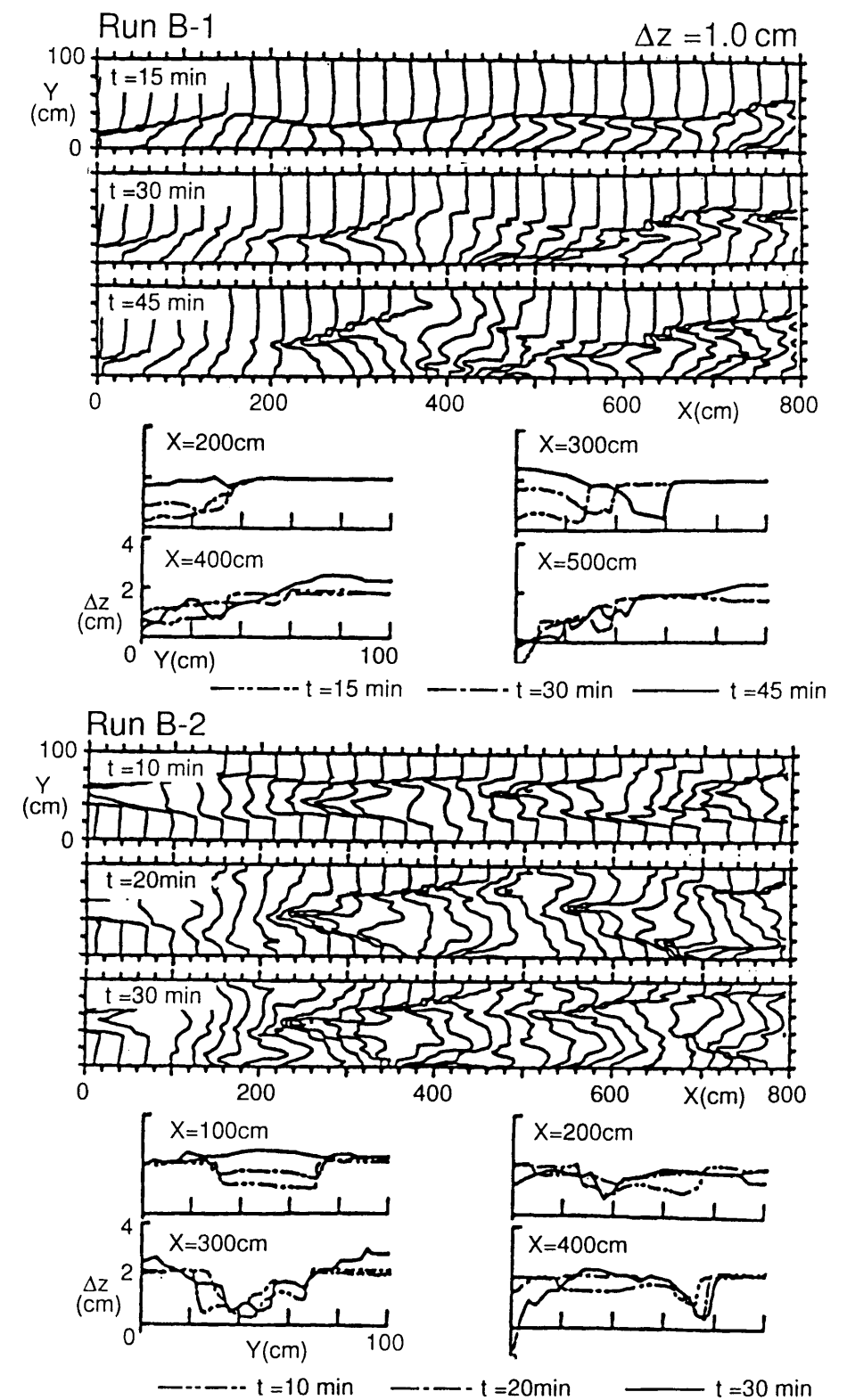


Fig. 2.6 (b) Contour lines of the bed surface and cross-sections of the channel in Runs B-1 and B-2.

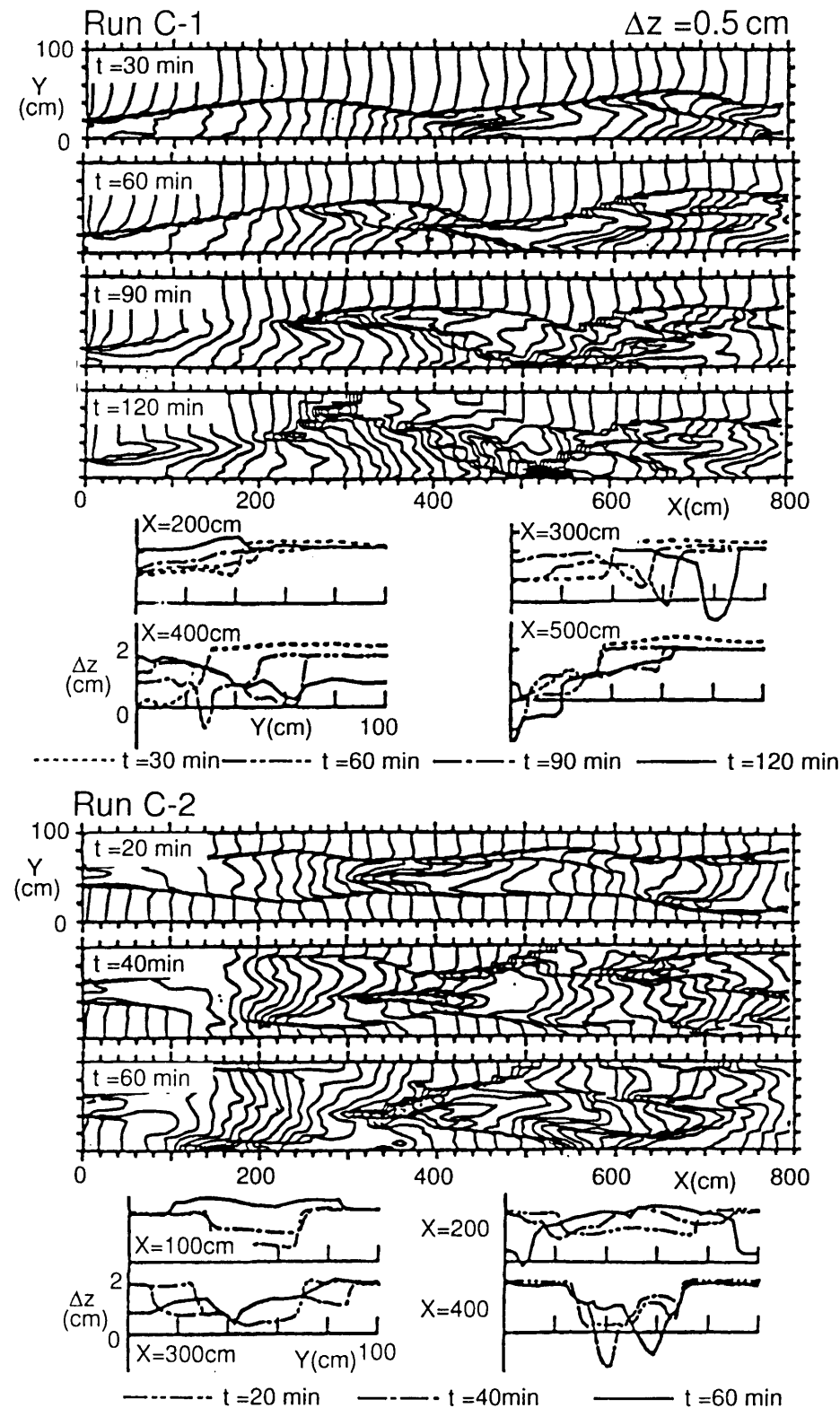


Fig. 2.6 (c) Contour lines of the bed surface and cross-sections of the channel in Runs C-1 and C-2.

スクレーパーを用いて成形した初期形状の流路に通水を行うと、流水のわずかな偏りや、流砂の横断方向の不均衡の影響により、側岸（左岸）に微少な擾乱が発生する。この擾乱が流下方向に発達しながら伝播すると、側岸の平面形状にある一定の波長を持つ「波」が現われる。Run A-1 の  $t=10\text{min}$  において、発達しつつある 3 つの波が認められる。河床の横断形状を見ると  $t=10\text{min}$  において  $x=300\text{cm}$  の断面でわずかではあるが砂州の発達が認められる。また  $x=400\text{cm}$  の断面では固定壁（右岸）に衝突する流れによって深掘れが生じている。

このような特性は兩岸固定壁の水路にあらわれる交互砂州の特性と似通っている。しかし、片岸侵食性流路においては、砂州は左右岸交互に形成されることはなく、常に固定壁（右岸）に沿って形成され、砂州の前縁は、侵食性側岸（左岸）側を向いている。

Fig. 2.6 (a) Run A-1 の  $t=20\text{min}$  をみると、固定壁沿いの砂州がより発達し、浮き州となっていることがわかる。このようになると固定壁沿いの流れは側岸から離脱し、対岸へ急角度で流向を変える。本研究では前述のようにこのような現象を流路の分裂機構と同じであると考えている。 $t=30\text{min}$  においては前述の浮き州はより一層明瞭になっている。

Fig. 2.6 (b), (c) をみると Run B-1、C-1 においても Run A-1 と同様の側岸平面形状における「波」の発達が確認できる。この波長は Run A-1 に比べ若干長くなっているが、これは勾配や流量の違いによるものと考えられる。勾配の小さいこれらのケースでは現象の発達する速度が遅くなっているものの、全般的な流路の変動のプロセスは Run A-1 と似かよっている。

Fig. 2.7 は以上のような結果をもとに、流路の変動過程を模式的に表わしたものである。図中の実線矢印は流向、点線矢印は流砂の向きを示している。以下、この図を用いて流路の変動過程を説明する。

直線流路に給水および給砂を行うと、(1) のように側岸に小さな擾乱が発達する。流路の拡幅が進むと、(2) のように図中 B の領域へ衝突する流れが発生し、この領域の拡幅速度が大きくなる。逆に A の領域では拡幅速度が小さくなっている。

Fig. 2.8 に Run A-1 の  $x=140\sim 480\text{cm}$  の区間に属するいくつかの断面における流路幅とその拡幅速度を示している。これをみても幅が大きいほど拡幅速度が大きくなっていること、また、実験の初期においてこの傾向が強くなっていることがわかる。

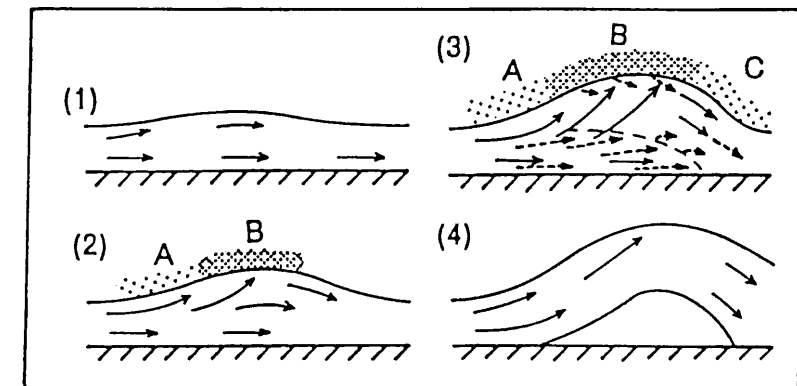


Fig. 2.7 Schematic diagram of the processes of channel bifurcation. The full line arrow indicates the direction of flow, and the broken line arrow indicates the direction of sediment motion.

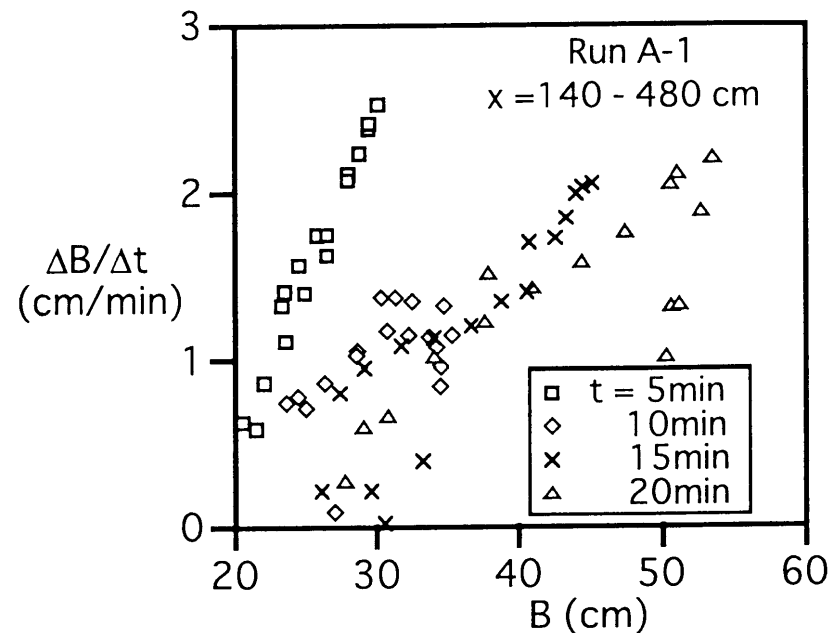


Fig. 2.8 Rate of the stream channel widening at several sections.

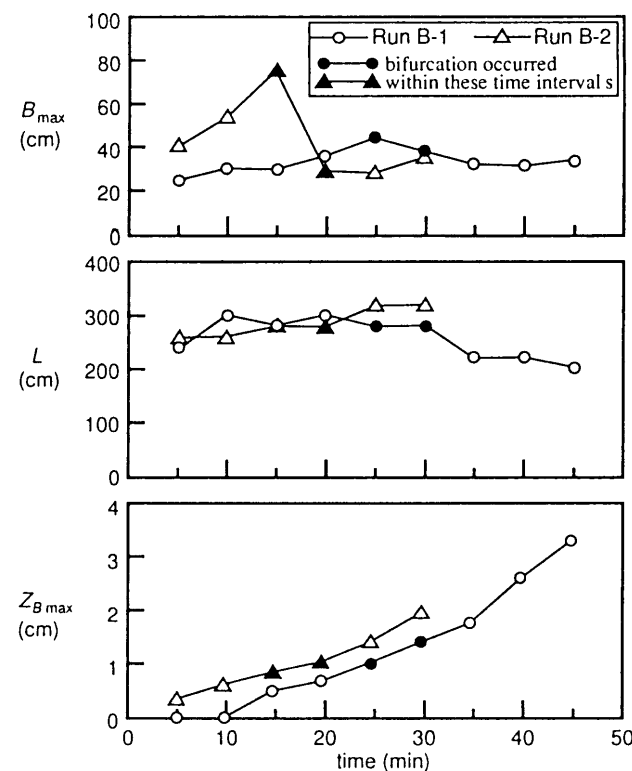


Fig. 2.9 Temporal variations in the maximum stream width, and the length and the maximum height of sand bars.

流路の拡幅が進むと、上流側の集中部から供給される流砂が、Fig. 2.7 の (3) の点線矢印で示されるように固定壁沿いの限られた領域に堆積するようになる。これは流下方向に掃流力が減少するためである。B の領域では益々拡幅が進行するため、砂州もさらに発達し、ついには浮き州が現れる ( Fig. 2.7(4) )。

以上のような流路の変動過程を、水みち幅の最大値、砂州の波長および最大波高の 3 点からみると Fig. 2.9 のようになる。これらのデータは、Run B-1 および Run B-2 の上流端に最も近い分裂地点において計測されたものである。図の黒塗りの点の間で分裂が生じている (すなわち  $t=25\sim30\text{min.}$  )。Fig. 2.7 のプロセスでは (3) から (4) へ遷移した時点といえる。これを見ると砂州の波長は初期において 300cm 程度まで大きくなった後、ほぼ一定の値をとり、分裂にいたっている。

波高については  $t=10\text{min}$  まで顕著な発達は見られない。これは Fig. 2.7 の (2) から (3) への遷移時期と考えられる。その後波高は徐々に大きくなり、分裂後さらにその発達速度は大きくなっている。水みち幅に関しては時間の経過とともに徐々に増加していき、分裂後再び減少していることがわかる。

今度は、水みち幅と波高の関係をみてみよう。Fig. 2.10 に Run B-1 の  $t=30\text{min}$  における水みち幅と波高との関係が示されている。これを見ると、最大波高は水みち幅が最大となる地点よりやや上流に現われることがわかる。他の実験ケースにおいても同様の傾向が認められたことから、前述のように砂州は最大拡幅地点あたりで発生するが、発達する過程で上流側に遡上しているといえよう。最大波高の現われる断面近傍で水みちの分裂が起こるとするならば、水みちの分裂は水みち幅が最大となる地点よりやや上流部で起こると考えられる。

ついで、水みち幅の時間的な変動と砂州の波長との関係について考察する。Fig. 2.11 に各ケースにおける砂州の波長と水みち幅の最大値との関係を示している。各ケースにおいて水みち幅の大きいデータほど時間が経過したものである。図中の+印のつけられたデータは、流路が分裂した時点のものである。これらを見ると、水みち幅と波長はともに初期段階では徐々に増加するが、時間経過とともに、波長は伸展しなくなり、水みち幅は増加し続けて、ついには分裂にいたっていることがわかる。

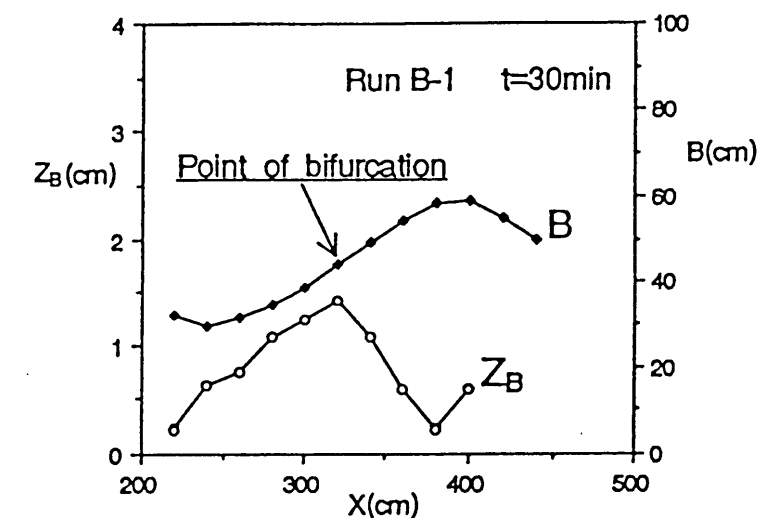


Fig. 2.10 Variations in the stream width and the height of sand bar.

### 2.2.3 両岸侵食性流路における流路変動

片岸に固定側壁をもつ片側侵食性流路の変動過程に関して考察した結果、一本の流路が拡幅から分裂にいたる過程について多くのことが解明された。しかし、そこでは流路が固定壁面から侵食性側岸の方向へと振れ、浮き州が形成される現象を流路の分裂機構と同じ機構であるとして取り扱っている。そこで、その妥当性を検証するために、両岸とも侵食性の側岸となっている流路を用いて実験を行った。前述の Fig. 2.6 (a), (b), (c) には、Run A-2、B-2、C-2 における河床の等高線と横断河床形状とが、それぞれほぼ同じ条件下の片側侵食流路での実験結果とともに示されている。これらに基づいて流路の変動過程に関して考察する。

水路の下流端に近い領域では、流入条件の偏りにより、水路の左右で現象が大きく異なっている。そこで、流路の拡幅・分裂が左右対称に近い形でみられる最上流部の「波」に着目し、主として Run A-2 の  $x=0\sim 200\text{cm}$  を対象として話を進めよう。

Fig. 2.6 (a) Run A-2 の  $t=5\text{min}$  においては、前述のように側岸の平面形状に「波」が認められる。このように流路の非一様な拡幅が進むと、流路中央部を直進する流れと、両側岸に沿う流れの計三本の流れがあらわれる。片岸の場合と同様に、側岸に沿う流れによって拡幅が進むと、流路中央部に砂州が発達し、ついには浮き州となり流路は二本に分裂する。

このように、両岸侵食性流路の変動過程は片岸のものと類似しており、片岸侵食性流路の鏡像をあわせたものが両岸侵食性流路となっていると考えられる。しかし Fig. 2.6 から明らかなように、現象の発達速度や砂州の波長などに多少の差異が認められる。この原因については今後検討が必要である。

前節で示した Fig. 2.9 には Run B-2 の最上流部の「波」における水みち幅の最大値、砂州の波長および最大波高の時間的変化を Run B-1 と同様に示している。各データは片側侵食性流路におけるものとほぼ同様である。ただ、水みち幅が分裂後急減している点だけは大きく異なる点である。これは、分裂後の最大水みち幅として片方の水みち幅を示しているためである。

Fig. 2.11 には最大水みち幅と砂州の波長との関係を示している。これをみると、片岸の場合と比べて両岸侵食性流路の場合、データのばらつきが大きく、時間的な発達過程は明瞭ではない。しかし、Run C-2 においては片岸の場合と同様に砂州の波長の伸びが止まり、分裂にいたっていることがわかる。

次に、Fig. 2.12 には流路の分裂前後における流路幅が示されている。対象としたのは、Run A-2、B-2、C-2 の各ケースにおける最上流の波である。図中の ○ は分裂前の流路の最小幅であり、△ は分裂前の最大幅である。□ は分裂後の流路の片方の幅である。

図中の直線は前章で示された流路幅の推定式 ((1.9) 式) である。(1.9) 式の  $\alpha$  は抵抗係数の関数であり、今回、実験値を基に 1.4 としている。分裂前の流路の最小幅はこの式で推定される値より若干小さな値で、最大幅は約 2 倍程度となっている。分裂後の流路幅はほぼ (1.9) 式で表わされることがわかる。分裂後の流路幅の推定に際し、流量は単に給水量の 1/2 としている。

以上のように両岸侵食性流路の流路変動プロセスは前述の片側侵食性流路におけるものとほぼ同様であることが示された。また分裂した後の流路の幅は、推定式 ((1.9) 式) によってほぼ表わされることが判明した。

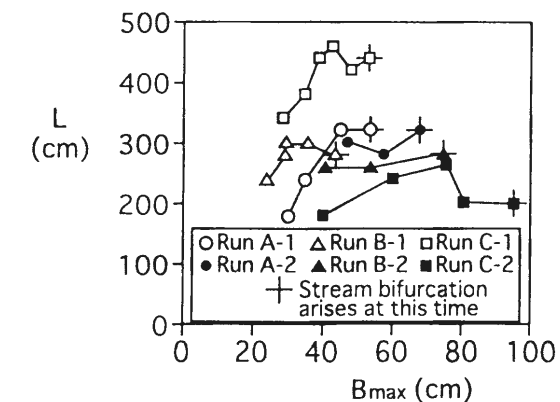


Fig. 2.11 Temporal variations in the relationship between the maximum stream width and the length of the sand bar. The stream width monotonously increased with time, but the length of a bar reaches its maximum before the stream bifurcation arises.

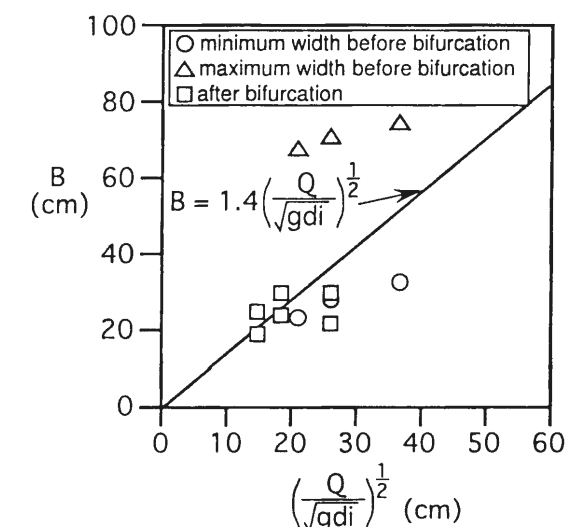


Fig. 2.12 Relationship between the flow discharge and the stream width.

### 2.3 漸拡水路における流路の分裂過程に関する水路実験

次章に示している流路網の予測のためには、流路網を形成する各々の水みちの長さ、すなわち、一本の水みちの分裂した地点から次の分裂をする地点までの距離の評価が必要不可欠である。しかし、この距離を実験によって調べることは容易ではない。

前節では、流路の分裂が河岸侵食によって流路が流れ方向に拡幅する領域において生じることが明らかにされた。そこで、このような領域を側岸固定の漸拡水路によって模擬することにした。まず、漸拡水路における砂州の形成および流路の分裂に関する実験<sup>2)</sup>を行う。次いで、漸拡水路を用いることの妥当性を検討するために、侵食性の側岸を持つ流路の拡幅・分裂過程に関して水路実験を行い、漸拡水路における結果との比較を行なっている。

### 2.3.1 実験条件・方法

実験水路は Fig. 2.13 に示すような水路長 5m、幅 1m の矩形断面水路である。上流端流入部として長さ 1m、幅 15cm の直線区間を設け、その下流に開き角 $\theta$ の漸拡部を設定した。水路には、Fig. 2.2 に示されている平均粒径 0.196cm のほぼ一様な砂を厚さ 15cm に敷き詰めている。給砂には同じ砂を乾燥状態で用いている。給砂地点は流入部直線区間の最上流部である。

測定項目は以下の通りである。河床位は通水停止後、連続式河床計を用いて横断方向に計測した。計測断面の間隔は、漸拡区間では 10cm、その下流域では 20cm となっている。水位は、通水停止直前にサーボ式水位計を用いて適当な間隔で計測した。表面流速はトレーサーを流し、水路上部から写真撮影を行なうことにより計測した。

実験条件を Table 2.2 に示している。ここに、 $Q$  は流量、 $Q_{Bin}$  は給砂量、 $i$  は水路勾配、 $\theta$  は漸拡部の側岸の開き角、 $T$  は通水時間である。開き角 $\theta$ は前節の実験結果<sup>1)</sup>を基に設定している。

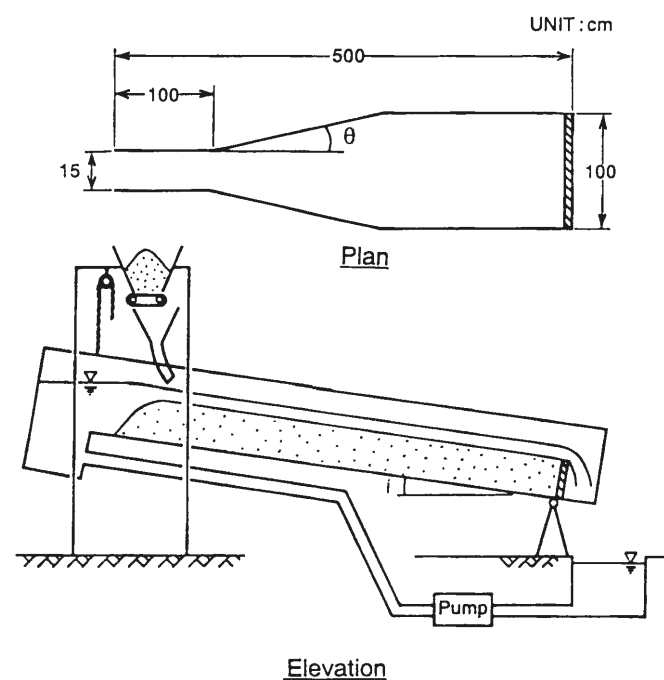


Fig. 2.13 Experimental flume.

Table 2.2 Experimental condition

	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Q_{Bin}$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\theta$ (deg.)	$i$	$T$ (min.)
Run D-1	1046	13.21	11.8	0.05	5
Run D-2	1474	21.89			
Run D-3	1857	25.50			
Run D-4	1046	0	7.9	0.05	5
Run E-1	1046	14.43			
Run E-2	1474	21.58			
Run E-3	1857	27.76			

### 2.3 漸拡水路における流路の分裂過程に関する水路実験

この実験において、河床位測定後に再び通水を開始する際、大きく河床形状が乱され、継続して実験を行うことができなかった。そこで、通水時間のみを変化させた実験を 5 通り（1 分～5 分）行い、各ケース終了時の河床形状を計測することにより、砂州の形成過程の追跡を行なっている。

### 2.3.2 漸拡水路における流路の分裂過程

前述の水路実験により得られた河床の等高線図、水路中央における河床縦断面図、河床横断面図を用いて、漸拡水路における河床変動を説明してみよう。

Fig. 2.14 は Run D-1 の  $t=1, 3, 5$ min における河床位に関する実験結果を示している。これを見ると、時間の経過にともない、水路中心線上に徐々に砂州が発達していることが分かる。通水開始直後、上流から輸送されてきた土砂は、漸拡区間に入ると掃流力の低下にともない堆積し、砂州の前縁部が現われる。砂州の形成により河床の横断勾配が生じ、水路中央部から側岸に向かう流れが発生する。この流れは固定側壁に衝突し、深掘れを生じる。 $x=50, 100$ cm の横断面図においてその深掘れが確認できる。この深掘れ部は、砂州の移動とともに下流にシフトしている。河床の縦断面図を見ると、 $t=3$ min と  $t=5$ min では砂州の位置はほとんど変化していない。すなわち、比較的早い段階において砂州の下流への移動は停止し、砂州は固定されているようである。

藤田ら<sup>5)</sup>によると、交互砂州の発達過程はつぎの 3 段階に分けられる。波長の増大が急激な第一段階、波長の増加が緩慢になり、波高が顕著に増大する第二段階、そして、波長・波高とも一定値の周辺を緩やかに変動する第三段階である。前述のように、砂州の移動が停止したのは、第一段階から第二段階への移行に対応していると考えられる。

側壁近傍の洗掘部の下流には、そこから運ばれた土砂が堆積する。この堆積により、側壁から砂州の前縁に沿って水路中央に向かう流れが生じる。左右両岸から生じたこの流れが水路中央付近の砂州の先端部で合流し、強い下向きの流れが生じて河床が洗掘される。 $t=1$ min では、 $x=150$ cm 付近においてこの深掘れが認められる。砂州の移動にともない、この深掘れも下流へシフトし、 $t=5$ min では  $x=200$ cm まで移動している。

砂州の下流方向への移動が止まると、側壁付近の深掘れに流水が集中するようになり、水路中央部の流れが弱くなってくる。上流から運ばれてきた土砂は、慣性力のために流水に比べて曲がりにくく、ほぼ直線的に流下して、掃流力の低下にともない水路中央付近に堆積する。このようにして、砂州の波高は徐々に発達する。 $t=5$ min で浮き州が現れ、流路は 2 つに分裂している。

給砂・給水条件を変化させた Run D-2, Run D-3 や、水路側壁の開き角 $\theta$ を変化させた Run E-1 ～ E-3 における砂州の形成過程も、上述の Run D-1 の場合と同様である。すべてのケースにおいて、 $t=5$ min で砂州は浮き州となり、流路は分裂した。ただし、水路の開き角が小さいときには、深掘れ部への流水が集中する度合いが小さいために、砂州の波高が小さくなる傾向が認められた。

上述の実験においては、上流端の河床位に著しい変化が現われないように給砂を行なっているが、ここで、給砂量が流路変動に及ぼす影響を調べるために、給砂の無い条件での実験 (Run D-4) を行なってみた。



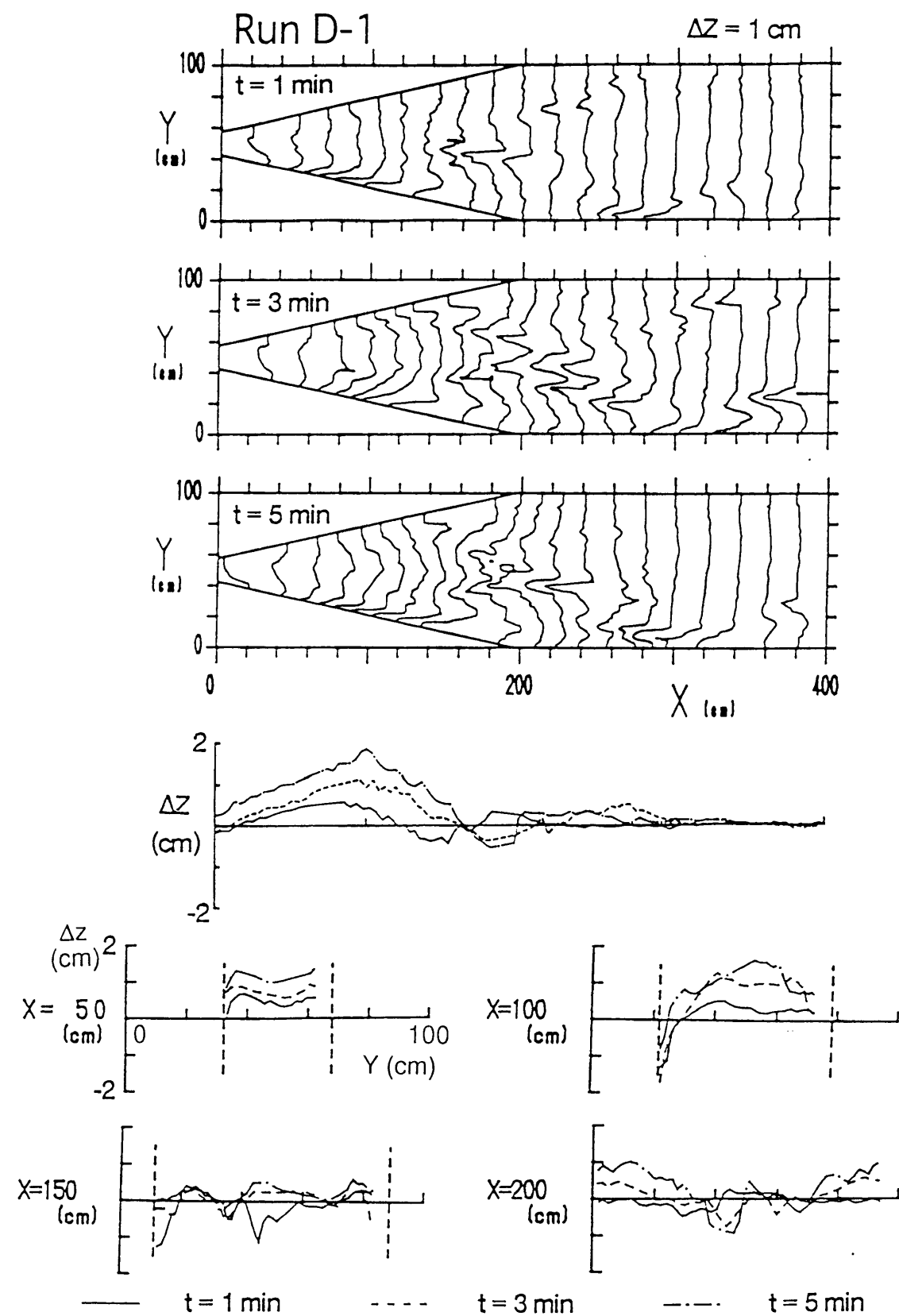


Fig. 2.14 Contour lines of the bed surface, longitudinal bed profile along the center axis of the flume and the cross-section of the channel in Run D-1.

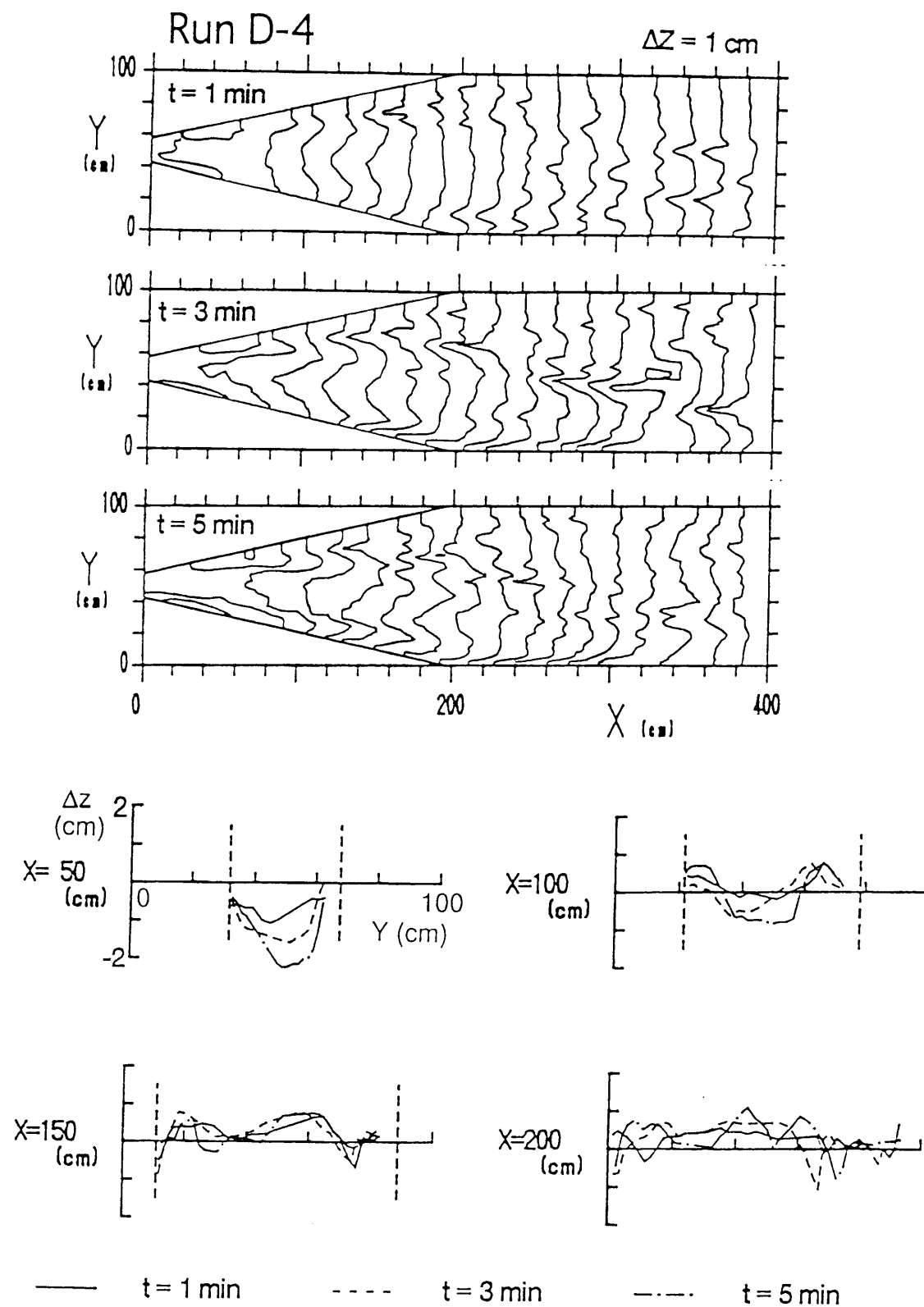


Fig. 2.15 Contour lines of the bed surface and the cross-section of the channel in Run D-4.



このケースでは、漸拡部との接続点から上流側の 15cm の区間にだけ砂を敷き、給砂を行なわなかった。給水条件等は Run D-1 と同じである。その結果を Fig. 2.15 に示している。通水開始直後、Run D-1 と同様に砂州の前縁部が現れ、この砂州が下流へと移動を始める。しかし、時間の経過にともない、上流端の河床位が著しく低下し、砂州は発達しなくなる。上流の河床低下が進むと、流水は水路中央部に集中し、 $t=2\text{min}$  において幅約 30cm の水みちが形成された。河床勾配が小さくなり、掃流力が小さくなるために、流砂量は減少し、 $t=5\text{min}$  においてはほぼ静的に安定な流路となっている。

このように、砂州の発達には、上流からの土砂の流入が必要であり、河床が著しく低下するような領域では、流路の分裂は起こらないと考えられる。

### 2.3.3 側岸侵食性流路における流路の分裂過程

ここでは、侵食可能な側岸をもつ流路（以後、簡単のため侵食性流路という）における砂州の形成過程に関する実験結果を示し、漸拡水路における砂州の形成過程との比較検討を行なう。Run F-1 は、Fig. 2.16 に示すような初期河床形状の流路を漸拡水路中に掘り込み、これに Run D-2 とほぼ同じ給砂・給水を与えて行なわれた。Run F-1 の実験条件を Run D-2 とあわせて Table 2.3 に示している。Run F-1 の給砂量を Run D-2 と比べて少なくしたのは、Run F-1 での側岸侵食に伴う砂の供給を考慮したためである。Fig. 2.17 に Run F-1 の河床形状に関する実験結果を示している。

Run D-2 と Run F-1 との大きな違いは、砂州の発達速度である。Fig. 2.18 は各ケースにおける波高の時間的変化を示したものである。これによると、侵食性流路における波高の発達は、漸拡水路に比べて遅くなっている。これは、流路の拡幅に時間がかかるためである。

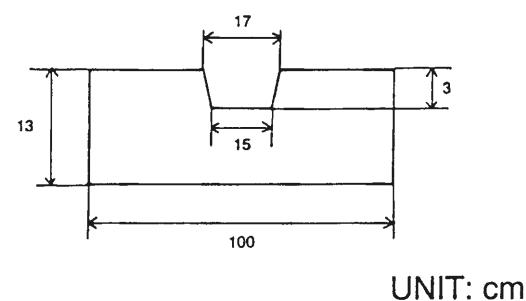


Fig. 2.16 Cross-section of the initially incised channel in Run F-1.

Table 2.3 Experimental condition

	$Q$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$Q_{Bin}$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$i$
Run D-2	1474	21.89	0.05
Run F-1	1470	17.60	0.05

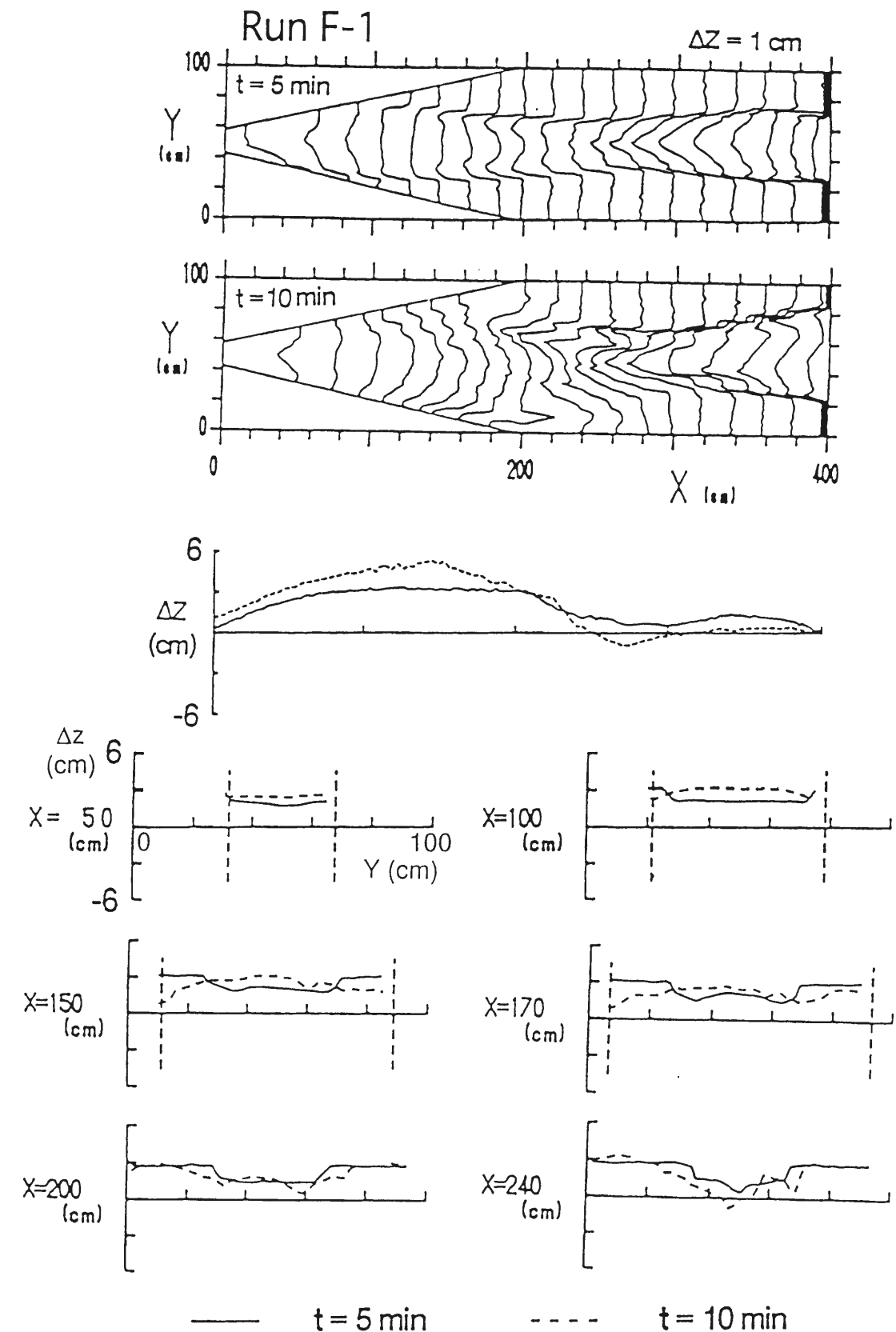


Fig. 2.17 Contour lines of the bed surface, the longitudinal bed profile along the center axis of the flume and the cross-section of the channel in Run F-1.

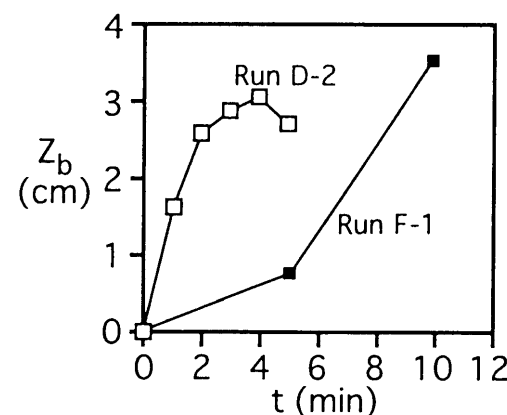


Fig. 2.18 Variation in the height of sand bar in Run D-2 and Run F-1.

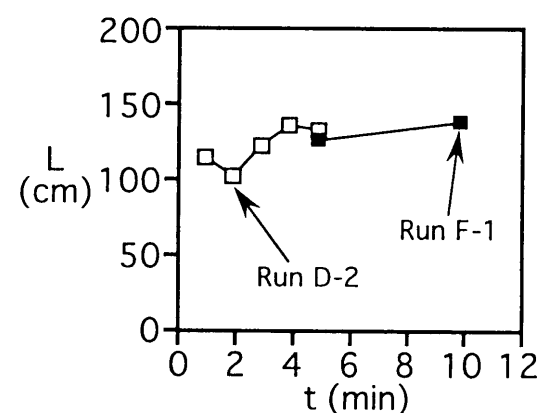


Fig. 2.19 Temporal variation in the distance from the upstream end to the highest point of the sand bar.

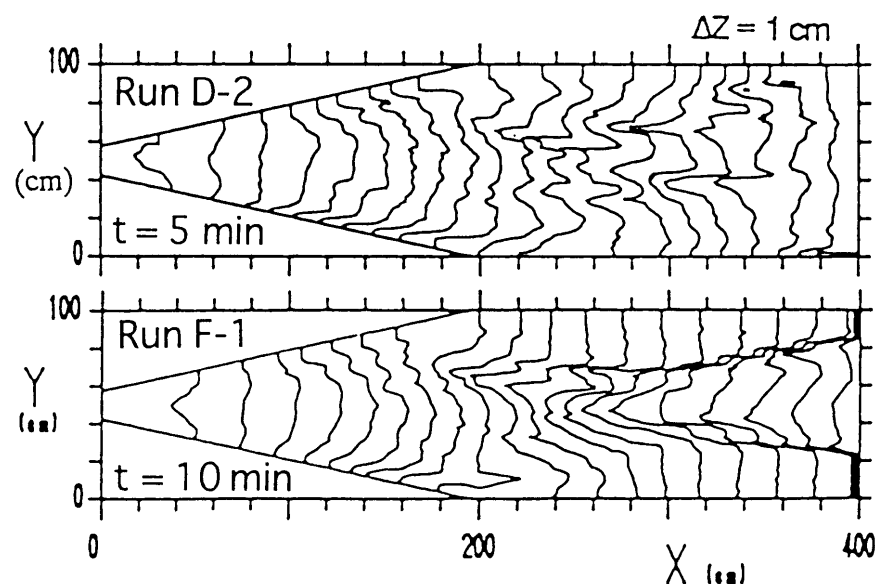
Fig. 2.20 Contour lines of the bed surfaces in Run D-2 ( $t=5\text{min.}$ ) and Run F-1 ( $t=10\text{min.}$ ).

Fig. 2.19 は各ケースにおける上流端流入部から最高河床位地点までの距離の時間的変化を示したものである。この図において、Run D-2 の  $t = 5\text{min}$ 、Run F-1 の  $t = 10\text{min}$  における値をみると、分裂の位置にはあまり差がないことが分かる。

Fig. 2.20 に Run F-1 の  $t = 10\text{min}$  における河床形状と、Run D-2 の  $t = 5\text{min}$  における河床形状とを示している。両者を見比べると、砂州が発達し、浮き州となっているような状態では、河床形状がかなり似通っていることが分かる。

侵食性流路の特徴は、流路の拡幅に伴い、場所的・時間的に水理条件が変化することである。水理条件に対応して、流路内に各種の河床形態が発生し、これによって流路変動が起こる。すなわち、侵食性流路における砂州の発達には、側岸侵食による流路の拡幅に伴って、水理条件が場所的に変化し、河床が不安定になるためであると考えられる。一方、漸拡水路では、水理条件の場所的変化をいわば強制的に与えて、河床に不安定を起こすことにより、砂州が発生・発達している。このように、砂州の発生機構は一部異なっていて、侵食性流路において形成される砂州と、漸拡水路において形成される砂州とが、全く同質のものであるかは疑問である。しかし、砂州がある程度発達した段階において、双方の水理量はほぼ同じであることなどから、漸拡水路を用いて分裂過程を表すことは妥当であると思われる。

## 2.4 漸拡水路における流路の分裂過程に関する数値シミュレーション

前節では漸拡水路における流路の分裂過程に関して水路実験を中心とした解析を行ったが、実験条件を変化させて数多くの実験を行うことは容易ではない。そこで、流路の分裂過程に関してより詳細な検討を行うために有効なツールとなる、非定常の2次元浅水流モデルを用いた数値シミュレーション法<sup>3)</sup>を開発する。本モデルは漸拡水路における砂州の発生・発達過程を表現することができ、浮き州の形成をも再現可能である。

以下に本モデルの構成、特徴等を述べている。また、モデルの妥当性を検証するため、前節の水路実験への適用を図っている。

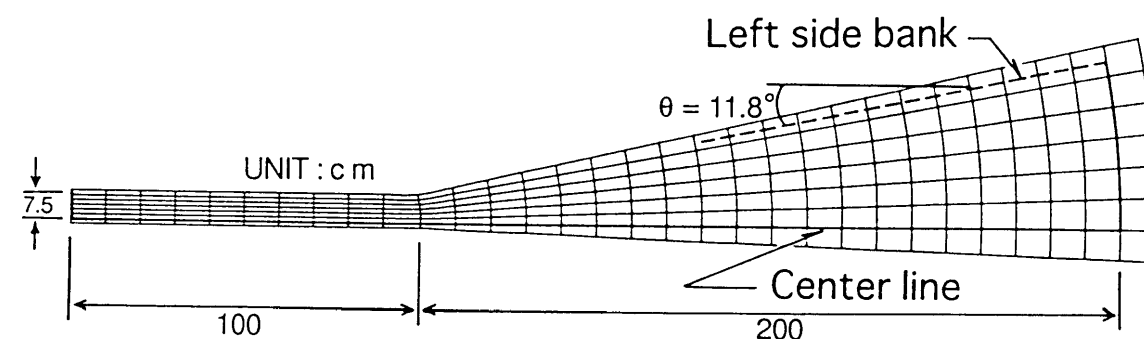


Fig. 2.21 Orthogonal grid system employed in the computation.

### 2.4.1 支配方程式

漸拡水路の河床変動に関する計算を行うため、Fig. 2.21 に示すような計算メッシュを採用した。計算時間を短縮し、かつ、計算容量を小さくするため、計算は左岸側半断面のみ行っている。漸拡部において流下方向に  $s$  軸、それと直行する方向に  $n$  軸をとっている。この方法は、水路の開き角を変化させた場合に、比較的容易にメッシュを再構築できること、水路側壁部における境界条件の設定が容易であること、などの利点をもっている。漸拡部におけるそれぞれの  $n$  軸は共通の曲率中心をもつ円弧となっている。 $s$  軸は基本的には直線であるが、上流直線水路と漸拡部の接合点の一部で曲率をもっている。

2次元浅水流モデルにより流れの定常解を求め、河床変動を追跡するという清水ら<sup>6)</sup>の研究や、その方法に従った芦田らの研究<sup>7)</sup>を参考にして、非定常の2次元浅水流モデルの基礎方程式を以下のように表した。

まず、流れの連続式は  $s$  軸、 $n$  軸の曲率半径をそれぞれ  $r_s, r_n$  とし、 $s$  方向の流速を  $u$ 、 $n$  方向の流速を  $v$ 、水深を  $h$  とすると、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial s} + \frac{\partial vh}{\partial n} + \frac{uh}{r_n} + \frac{vh}{r_s} = 0 \quad (2.1)$$

となる。 $s$  軸、 $n$  軸方向の流水の運動方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{r_s} - \frac{v^2}{r_n} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial s} - \frac{\tau_{bs}}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial s} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{uv}{r_n} - \frac{u^2}{r_s} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial n} - \frac{\tau_{bn}}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial s} \left( \epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left( \epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \quad (2.3)$$

と表される。ここに、 $g$  は重力加速度、 $z$  は河床位、 $\rho$  は水の単位体積重量、 $\tau_{bs}, \tau_{bn}$  はそれぞれ  $s, n$  方向の河床せん断力であり、 $\epsilon$  は渦動粘性係数である。

河床せん断力  $\tau_{bs}, \tau_{bn}$  は Manning 則を用いて、

$$\frac{\tau_{bs}}{\rho h} = \frac{gn_m^2}{h^{4/3}} u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{\tau_{bn}}{\rho h} = \frac{gn_m^2}{h^{4/3}} v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (2.4)$$

としている。ここに、 $n_m$  は Manning の粗度係数である。

渦動粘性係数  $\epsilon$  は摩擦速度  $u_*$  を用いて、

$$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (2.5)$$

としている。ここに、 $\kappa$  はカルマン定数であり、その値は 0.4 としている。

河床位方程式は空隙率を  $\lambda$ 、 $s, n$  方向の単位幅流砂量をそれぞれ  $q_{bs}, q_{bn}$  として、

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_{bs}}{\partial s} + \frac{\partial q_{bn}}{\partial n} + \frac{q_{bs}}{r_n} + \frac{q_{bn}}{r_s} \right\} = 0 \quad (2.6)$$

と表される。

$q_{bs}, q_{bn}$  は Fig. 2.22 に示すように、流線方向の単位幅流砂量  $q_{bx}$  と、それに垂直な方向の単位幅流砂量  $q_{by}$  を用いて、

$$q_{bs} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bx} - \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{by}, \quad q_{bn} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bx} + \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{by} \quad (2.7)$$

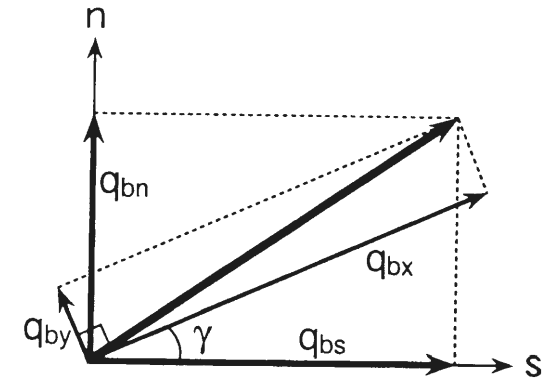


Fig. 2.22 Definition of the sediment discharge in  $s$  and  $n$  directions.

と表される。流線方向の単位幅流砂量  $q_{bx}$  の計算には、次の芦田・道上の式<sup>8)</sup>を用いている。

$$q_{bx} = 17 \sqrt{sgd^3} \tau_{*e}^{3/2} \left( 1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \left( 1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \quad (2.8)$$

ここに、 $s = \sigma/\rho - 1$ 、 $\sigma$  は砂の単位体積重量、 $d$  は河床砂の粒径、 $\tau_{*e}$  は無次元有効掃流力、 $\tau_*$  は無次元河床せん断力、 $\tau_{*c}$  は無次元限界掃流力、 $u_{*c}$  は限界摩擦速度である。

摩擦速度  $u_*$  はエネルギー勾配  $i_e$  を用いて、

$$u_* = \sqrt{gh i_e} \quad (2.9)$$

と表され、 $i_e$  を Manning 則から求めることにすると、

$$u_* = \sqrt{gh^{-1/3} n_m^2 (u^2 + v^2)} \quad (2.10)$$

となる。

無次元河床せん断力  $\tau_*$  は

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} \quad (2.11)$$

と表され、無次元有効掃流力  $\tau_{*e}$  は有効摩擦速度  $u_{*e}$  を用いて、

$$\tau_{*e} = \frac{u_{*e}^2}{sgd} \quad (2.12)$$

と表される。

有効摩擦速度  $u_{*e}$  は芦田・道上の式<sup>8)</sup>を用いて、次式によって求められる。

$$u_{*e} = \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{6.0 + 5.75 \log \frac{h}{(1 + 2\tau_*)d}} \quad (2.13)$$

無次元限界掃流力  $\tau_{*c}$  は

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \quad (2.14)$$

であり、岩垣の式<sup>9)</sup>などから求められる。

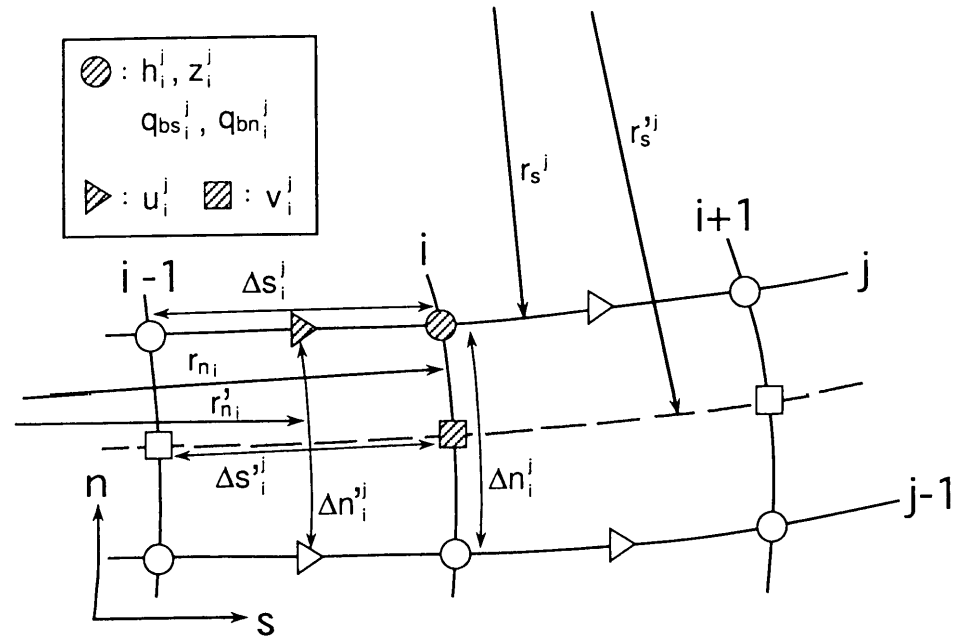


Fig. 2.23 Staggered grid system for calculation of velocities and the water surface and the bed surface elevations.

流線に垂直な方向の単位幅流砂量  $q_{by}$  の計算には、次の長谷川の式<sup>10)</sup>を用いている。

$$q_{by} = q_{bx} \left( \frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial y} \right) \quad (2.15)$$

ここに、 $\mu_s$ 、 $\mu_k$ はそれぞれ砂粒子の静止摩擦係数、動摩擦係数であり、 $u_b$ 、 $v_b$ はそれぞれ  $u$ 、 $v$  の底面流速である。 $u_b$ 、 $v_b$ を求めるためには、2次流の評価を行う必要がある<sup>7)</sup>。しかし、流路が分裂するような状況においては、水深がかなり小さいため、2次流の影響は小さいと考えられる。そこで、本モデルではこれを無視して、 $v_b=0$  として計算を行っている。

#### 2.4.2 支配方程式の差分化

流況及び河床変動の計算を行うため、支配方程式の差分化を行う。各変数の配置には Fig. 2.23 に示されているように、スタaggerド格子を採用している。流れの連続式 ((2.1) 式) は Fig. 2.24 に示されるコントロールボリュームに従い、以下のように差分化される。

$$\hat{h}_i^j = - \left\{ \frac{\frac{h_{i+1}^j + h_i^j}{2} \cdot u_{i+1}^j - \frac{h_i^j + h_{i-1}^j}{2} \cdot u_i^j}{\frac{\Delta s_i^j + \Delta s_{i+1}^j}{2}} + \frac{\frac{h_i^{j+1} + h_i^j}{2} \cdot v_{i+1}^j - \frac{h_i^j + h_{i-1}^j}{2} \cdot v_i^j}{\frac{\Delta n_i^j + \Delta n_{i+1}^j}{2}} \right. \\ \left. + \frac{\frac{u_{i+1}^j + u_i^j}{2} \cdot h_i^j}{r_{ni}} + \frac{\frac{v_{i+1}^j + v_i^j}{2} \cdot h_i^j}{r_{sj}} \right\} \Delta t + h_i^j \quad (2.16)$$

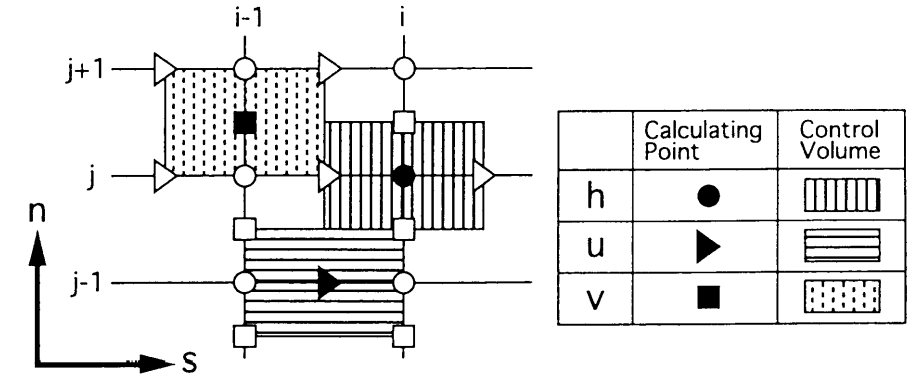


Fig. 2.24 Control volumes for velocity and water surface calculations.

ここに、 $\Delta s$ 、 $\Delta n$  はそれぞれ  $s$ 、 $n$  方向の計算点の間隔であり、 $\Delta t$  は計算の時間ステップである。添字  $i, j$  は計算点  $(i, j)$  に関する変数であることを示し、 $\hat{\cdot}$  は  $\Delta t$  秒後の値であることを示している。 $r_s^j$  は直線河道から漸拡部への接続部分のみに与えており、それ以外の領域では  $r_s^j$  を無限大としている。

$s$  方向の流れの運動方程式 ((2.2) 式) は、移流項に関しては風上差分、それ以外は中央差分を用いて、次のように表される。

$$\hat{u}_i^j = - \left\{ f_1 \cdot u_i^j + f_2 \cdot v_i^j + \frac{u_i^j v_i^j}{r_{sj}} - \frac{(v_i^j)^2}{r_{ni}} + g \frac{(h_i^j + z_i^j) - (h_{i-1}^j + z_{i-1}^j)}{\Delta s_i^j} \right. \\ + \frac{g n_m^2 u_i^j \sqrt{(u_i^j)^2 + (v_i^j)^2}}{\left( \frac{h_i^j + h_{i-1}^j}{2} \right)^{4/3}} - \frac{2 \left( \epsilon_i^j \frac{u_{i+1}^j - u_i^j}{(\Delta s_i^j + \Delta s_{i+1}^j)/2} - \epsilon_{i-1}^j \frac{u_i^j - u_{i-1}^j}{(\Delta s_i^j + \Delta s_{i-1}^j)/2} \right)}{\Delta s_i^j} \\ \left. - \frac{\left( \epsilon_{i+1}^{j+1} \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta n_{i+1}^{j+1}} - \epsilon_i^{j+1} \frac{u_i^{j+1} - u_{i-1}^{j+1}}{\Delta n_i^{j+1}} \right)}{(\Delta n_i^j + \Delta n_{i+1}^j)/2} \right\} \Delta t + u_i^j \quad (2.17)$$

ここで、

$$\begin{cases} f_1 = \frac{u_i^j - u_{i-1}^j}{(\Delta s_i^j + \Delta s_{i-1}^j)/2} & (u_i^j \geq 0) \\ f_1 = \frac{u_{i+1}^j - u_i^j}{(\Delta s_{i+1}^j + \Delta s_i^j)/2} & (u_i^j < 0) \end{cases} \quad (2.18)$$

であり、

$$\begin{cases} f_2 = \frac{v_i^j - v_{i-1}^j}{\Delta n_i^j} & (v_i^j \geq 0) \\ f_2 = \frac{v_{i+1}^j - v_i^j}{\Delta n_{i+1}^j} & (v_i^j < 0) \end{cases} \quad (2.19)$$

である。

(2.17) 式の  $v_i^j$ 、 $\epsilon_i^j$  はそれぞれ次のように表される。

$$v_i^j = \frac{v_i^j + v_{i+1}^{j+1} + v_{i-1}^j + v_{i-1}^{j+1}}{4} \quad (2.20)$$

$$\epsilon_i^j = \frac{\epsilon_i^j + \epsilon_i^{j-1} + \epsilon_{i-1}^{j-1} + \epsilon_{i-1}^j}{4} \quad (2.21)$$

渦動粘性係数 $\epsilon_i^j$ は(2.5)式より

$$\epsilon_i^j = \frac{\kappa}{6} u_{*i}^j h_i^j \quad (2.22)$$

と表され、摩擦速度 $u_{*i}^j$ は(2.10)式をもとに、

$$u_{*i}^j = \sqrt{\frac{gn_m^2}{(h_i^j)^{1/3}} \left\{ \left( \frac{u_i^j + u_{i+1}^j}{2} \right)^2 + \left( \frac{v_i^j + v_{i+1}^{j+1}}{2} \right)^2 \right\}} \quad (2.23)$$

としている。

つぎに、 $n$ 方向の流れの運動方程式((2.3)式)は、以下のように表される。

$$\begin{aligned} \hat{v}_i^j = - & \left\{ f_3 \cdot u_i^j + f_4 \cdot v_i^j + \frac{u_i^j v_i^j}{r_{ni}} - \frac{(u_i^j)^2}{r_s^j} + g \frac{(h_i^j + z_i^j) - (h_{i-1}^{j-1} + z_{i-1}^{j-1})}{\Delta n_i^j} \right. \\ & + \frac{g n_m^2 v_i^j \sqrt{(u_i^j)^2 + (v_i^j)^2}}{\left( \frac{h_i^j + h_{i-1}^{j-1}}{2} \right)^{4/3}} - \frac{\left( \epsilon_{i+1}^j \frac{v_{i+1}^j - v_i^j}{\Delta s_{i+1}^j} - \epsilon_i^j \frac{v_i^j - v_{i-1}^j}{\Delta s_i^j} \right)}{(\Delta s_{i+1}^j + \Delta s_i^j)/2} \\ & \left. - \frac{2 \left( \epsilon_i^j \frac{v_{i+1}^{j+1} - v_i^j}{(\Delta n_i^j + \Delta n_{i+1}^j)/2} - \epsilon_{i-1}^{j-1} \frac{v_i^j - v_{i-1}^{j-1}}{(\Delta n_{i-1}^{j-1} + \Delta n_i^j)/2} \right)}{\Delta n_i^j} \right\} \Delta t + v_i^j \end{aligned} \quad (2.24)$$

ここで、

$$\begin{cases} f_3 = \frac{v_i^j - v_{i-1}^{j-1}}{\Delta s_i^j} & (u_i^j \geq 0) \\ f_3 = \frac{v_{i+1}^j - v_i^j}{\Delta s_{i+1}^j} & (u_i^j < 0) \end{cases} \quad (2.25)$$

であり、

$$\begin{cases} f_4 = \frac{v_i^j - v_{i-1}^{j-1}}{(\Delta n_i^j + \Delta n_{i-1}^{j-1})/2} & (v_i^j \geq 0) \\ f_4 = \frac{v_{i+1}^j - v_i^j}{(\Delta n_{i+1}^j + \Delta n_i^j)/2} & (v_i^j < 0) \end{cases} \quad (2.26)$$

である。

(2.24)式の $u_i^j$ は次のように表される。

$$u_i^j = \frac{u_i^j + u_{i+1}^j + u_{i+1}^{j-1} + u_i^{j-1}}{4} \quad (2.27)$$

河床位方程式((2.6)式)は $s$ 方向に後退差分、 $n$ 方向には風上差分を用いて、次のように差分化される。

$$\hat{z}_i^j = - \left\{ \frac{q_{bsi}^j - q_{bsi-1}^j}{\Delta s_i^j} + f_5 + \frac{q_{bsi}^j}{r_{ni}} + \frac{q_{bni}^j}{r_s^j} \right\} \frac{\Delta t}{1 - \lambda} + z_i^j \quad (2.28)$$

ここで、

$$\begin{cases} f_5 = \frac{q_{bni}^j - q_{bni-1}^{j-1}}{\Delta n_i^j} & (v_i^j + v_{i+1}^{j+1} > 0) \\ f_5 = \frac{q_{bni}^{j+1} - q_{bni}^j}{\Delta n_{i+1}^j} & (v_i^j + v_{i+1}^{j+1} \leq 0) \end{cases} \quad (2.29)$$

である。

$s, n$ 方向の流砂量 $q_{bsi}^j, q_{bni}^j$ は次のような手順で計算される。まず、流砂量の評価点(Fig. 2.23参照)における流速 $u_{di}^j, v_{di}^j$ を求める。

$$u_{di}^j = \frac{u_i^j + u_{i+1}^j}{2} \quad (2.30)$$

$$v_{di}^j = \frac{v_i^j + v_{i+1}^{j+1}}{2} \quad (2.31)$$

ついで、(2.23)式から計算される摩擦速度 $u_{*i}^j$ を(2.11)式に代入して、 $\tau_{*i}^j$ を求める。この $\tau_{*i}^j$ と上述の $u_{di}^j, v_{di}^j$ を用いることにより、無次元有効掃流力 $\tau_{*e_i}^j$ は(2.13)式から以下のように計算される。

$$\tau_{*e_i}^j = \frac{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}}{6.0 + 5.75 \log \frac{h_i^j}{(1 + 2\tau_{*i}^j)d}} \quad (2.32)$$

この $\tau_{*e_i}^j$ を(2.8)式に代入すれば、 $x$ 方向の流砂量 $q_{bx_i}^j$ が求められる。

$$q_{bx_i}^j = 17 \sqrt{sgd^3} (\tau_{*e_i}^j)^{3/2} \left( 1 - \frac{u_{*c}}{u_{*i}^j} \right) \left( 1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*i}^j} \right) \quad (2.33)$$

$y$ 方向の流砂量 $q_{by}$ を計算するには、(2.15)式の $\frac{\partial z}{\partial y}$ を求める必要がある。流砂量の評価点における、主流に垂直な方向の河床勾配 $(\frac{\partial z}{\partial y})_i^j$ は、

$$\left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)_i^j = - \left( \frac{\partial z}{\partial s} \right)_i^j \frac{v_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} + \left( \frac{\partial z}{\partial n} \right)_i^j \frac{u_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} \quad (2.34)$$

と表される。ここで、 $(\frac{\partial z}{\partial s})_i^j, (\frac{\partial z}{\partial n})_i^j$ はそれぞれ以下のように表される。

$$\begin{cases} (\frac{\partial z}{\partial s})_i^j = \frac{z_{i+1}^j - z_i^j}{\Delta s_{i+1}^j} & (u_{di}^j \geq 0) \\ (\frac{\partial z}{\partial s})_i^j = \frac{z_i^j - z_{i-1}^{j-1}}{\Delta s_i^j} & (u_{di}^j < 0) \end{cases} \quad (2.35)$$

$$\begin{cases} (\frac{\partial z}{\partial n})_i^j = \frac{z_{i+1}^{j+1} - z_i^{j-1}}{\Delta n_{i+1}^j + \Delta n_i^j} & (v_{di}^j = 0) \\ (\frac{\partial z}{\partial n})_i^j = \frac{z_i^{j+1} - z_i^j}{\Delta n_{i+1}^j} & (v_{di}^j > 0) \\ (\frac{\partial z}{\partial n})_i^j = \frac{z_i^j - z_{i-1}^{j-1}}{\Delta n_i^j} & (v_{di}^j < 0) \end{cases} \quad (2.36)$$

$q_{bx_i}^j, (\frac{\partial z}{\partial y})_i^j$ を用いると、 $q_{by_i}^j$ は(2.15)式より、

$$q_{by_i}^j = -q_{bx_i}^j \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_{*i}^j}} \left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)_i^j \quad (2.37)$$

となる。

$q_{bx_i}^j, q_{by_i}^j$ を(2.7)式に代入することにより、 $q_{bsi}^j, q_{bni}^j$ は以下のように計算される。

$$\begin{cases} q_{bsi}^j = \frac{u_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} q_{bx_i}^j - \frac{v_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} q_{by_i}^j \\ q_{bni}^j = \frac{v_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} q_{bx_i}^j + \frac{u_{di}^j}{\sqrt{(u_{di}^j)^2 + (v_{di}^j)^2}} q_{by_i}^j \end{cases} \quad (2.38)$$

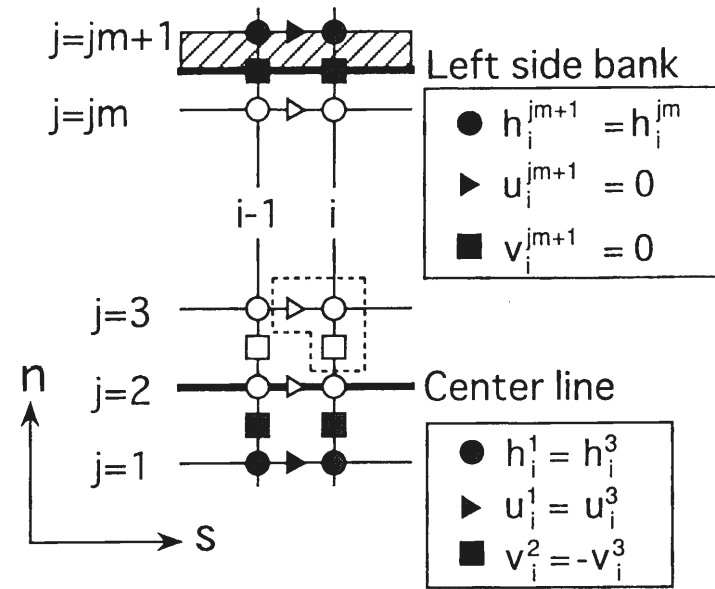


Fig. 2.25 Boundary conditions on the left bank and the center line.

### 2.4.3 境界条件

水路中心線上における境界条件は、Fig. 2.25 に示されるように対称性を考慮したものとなっている。左岸側壁においては側壁を横切る流速を 0 としている。

水路上流端においては、単位幅流量を一定値与え、前ステップで得られた最上流部の水深を用いて流入流速を計算している。また、 $i = 1, 2$  の河床位は固定している。

水路下流端においては  $\partial h / \partial s = 0$  とし、かつ、 $\partial(r_n u h) / \partial s = 0$  とした。河床の条件としては  $\partial z / \partial s$  が初期の値を保持するものとしている。

### 2.4.4 計算の改良点

浮き州の形成を伴うような河床変動を計算する際には、水深が局所的に小さくなり計算が不能になる場合が多く見られる。そこで本研究においては、すべての水深の計算点にあらかじめ微少な値（とりあえずこの値は一粒径分としている）を与え、水深がこの値以下の場合流速が 0 であるとした。すなわち、ドライベッド上の地点であっても仮想的に水深が存在していることになる。これにより、水深の減少に伴う問題は解決されたが、当然、処理すべき項目も現れる。以下に、本モデルにおいて新たに改良が加えられた点について説明している。

#### (a) フロントの進行条件

浮き州の形成を計算するには、ドライベッド上の流れのフロントの進行がうまく表現される必要がある。通常の氾濫計算のように河床勾配が小さい場合には、水深が閾値を越えるまでは隣のメッシュに流入しないとする条件で十分であるが、例えば、流れに対して河床がきつい逆勾配

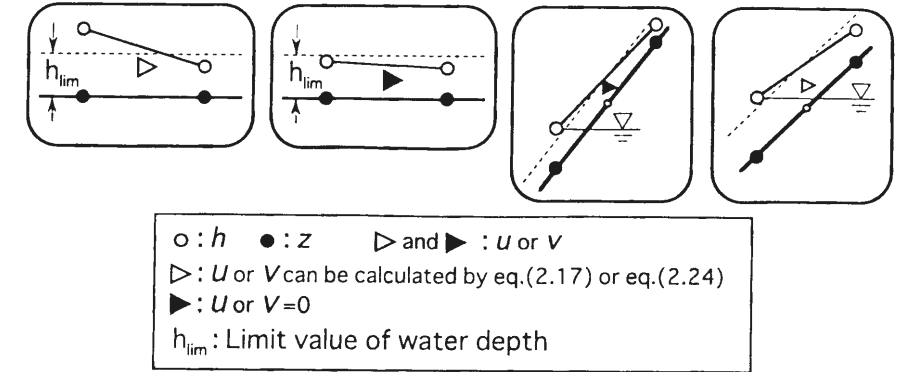


Fig. 2.26 Conditions on the calculation of velocities at the front of flow.

であった場合など、河床勾配を考慮しないと進行の判定に不都合が生じる。そこで本研究では、Fig. 2.26 に示すように、閾水深の条件に加えて、水位が流速計算点の河床位を上回ることをフロント進行の条件とした。

#### (b) 水際での圧力項の処理

本モデルではドライベッド上の地点にも仮想的な水深を与えているため、水際線のところで大きな水面勾配となることが予想される。そこで、圧力項の算定に際し、流速の計算点を挟む二つの水深の評価点のうち、どちらか一方がドライベッド上の地点であると判断された場合、他方の水位がこの地点の水位を上回るまでは圧力項を 0 とすることにした。

#### (c) 浮き州上の水深の処理

浮き州上の水深が計算の過程で小さくなることを防ぐために、前述の仮想水深より小さい水深が計算された場合、そのメッシュから流出する流速をすべて 0 とし、その分だけ水深に補正を加えた。

#### (d) 崩壊の処理

河床勾配がある程度より大きくなれば崩壊が発生すると考えられる。そこで、河床の計算を行った後に隣り合う河床位を比較し、限界値を越えたと判断された場合、以下のような方法で、超過分の土砂量を強制的に移動させている。

まず、崩壊が発生すると判断された 2 点における河床位を  $z_1, z_2 (z_1 > z_2)$  とし、土砂を移動させた後の河床位を  $z'_1, z'_2$  とするならば、それぞれの計算メッシュの面積  $S_1, S_2$  を用いて、移動土砂量  $V_m$  は次のように表される。

$$V_m = S_1(z_1 - z'_1) = S_2(z'_2 - z_2) \quad (2.39)$$

崩壊が発生する角度  $\gamma_0$  と計算点間の距離  $l_0 (= \Delta s \text{ or } \Delta n)$  を用いると、河床差の限界値  $\Delta z_0$  は、

$$\Delta z_0 = l_0 \tan \gamma_0 \quad (2.40)$$

となる。いま、土砂を移動させた後の 2 点間の河床位の差が  $\Delta z_0$  に等しいとするならば、

$$z'_1 - z'_2 = \Delta z_0 \quad (2.41)$$

と表されるから、(2.41) 式を (2.39) 式に代入することにより、 $z'_1$  と  $z'_2$  はそれぞれ以下のように求められる。

$$z'_1 = \frac{S_1 z_1 + S_2 z_2 + S_2 \Delta z_0}{S_1 + S_2} \quad (2.42)$$

$$z'_2 = \frac{S_1 z_1 + S_2 z_2 - S_1 \Delta z_0}{S_1 + S_2} \quad (2.43)$$

#### 2.4.5 計算モデルの水路実験への適用

本モデルの妥当性を検証するために、2.3 の水路実験 (Run D-1) への適用を図る。計算メッシュはすでに Fig. 2.21 に示されている。上流直線河道部において  $\Delta s$  は 10cm、 $\Delta n$  は 1.36cm である。

Run D-1 の実験条件と合わせるために、初期河床勾配は 1/20、水路の開き角  $\theta$  は  $11.8^\circ$ 、流量  $Q$  は  $1046 \text{ cm}^3/\text{sec}$ 、砂礫の粒径は 0.196 cm としている。また、マンニングの粗度係数  $n_m$  は、上流側直線部河道の実験値をもとに試算を行い、 $n_m=0.0205$  とし、無次元限界掃流力  $\tau_{*c}$  は 0.05、 $\Delta t$  は 0.001 sec としている。崩壊が発生する角度  $\gamma_0$  は  $30^\circ$  である。

河床の初期条件としては、水路横断方向に勾配を持たない平坦河床を考えている。すなわち、 $n$  軸方向には河床は異なった初期値を持っていることになる。水深、流速の初期条件としては、すべての計算点において仮想的な水深 (=0.196 cm) が存在し、かつ、流速がすべての地点において 0 であるとしている。通水時間は 5 分間である。

Fig. 2.27 に水位および河床位の縦断形状に関する計算結果ならびに 2.3 の水路実験の結果を示している。Fig. 2.28 には横断形状に関する計算値と実験値とを示している。これらを見ると、 $x = 80 \sim 100 \text{ cm}$  付近に砂州が形成され、やがて浮き州 (縦断図のハッチ部分) となっていく過程が、ある程度良好に再現されていることが分かる。ただし、計算における浮き州の形成位置が若干上流側にずれていること、計算における砂州の発達速度が実験値の約 2 倍程度になっていることなどが相違点として挙げることができる。これは、給砂量の設定に問題があるのかもしれない。計算において上流河道部の勾配が時間の経過とともに急になっていることが確認されるが、これもその影響であると考えられる。本モデルでは、上流端において流量の条件のみを設定し、上流端 2 断面  $i = 1, 2$  の河床を固定して、 $i = 2$  の断面で計算される流砂量を給砂量として用いている。そのため、給砂量を任意に設定することができない。試みに上流端において横断方向に様な単位幅流砂量を与えると、横断方向に流速差があるため、河床が不安定になった。今後、この部分に関してはより一層の検討が必要である。

本モデルでは流砂量式として平衡流砂量の式を用い、2 次流を考慮していない。砂州の発達速度や形成位置をより精度よく再現するには、流砂の非平衡性や底面付近の流速に関して考慮してゆく必要がある。また、崩壊の発生も砂州の形状に大きな影響をもつと考えられるが、現時点では情報が不足しており、より詳細な検討が必要である。

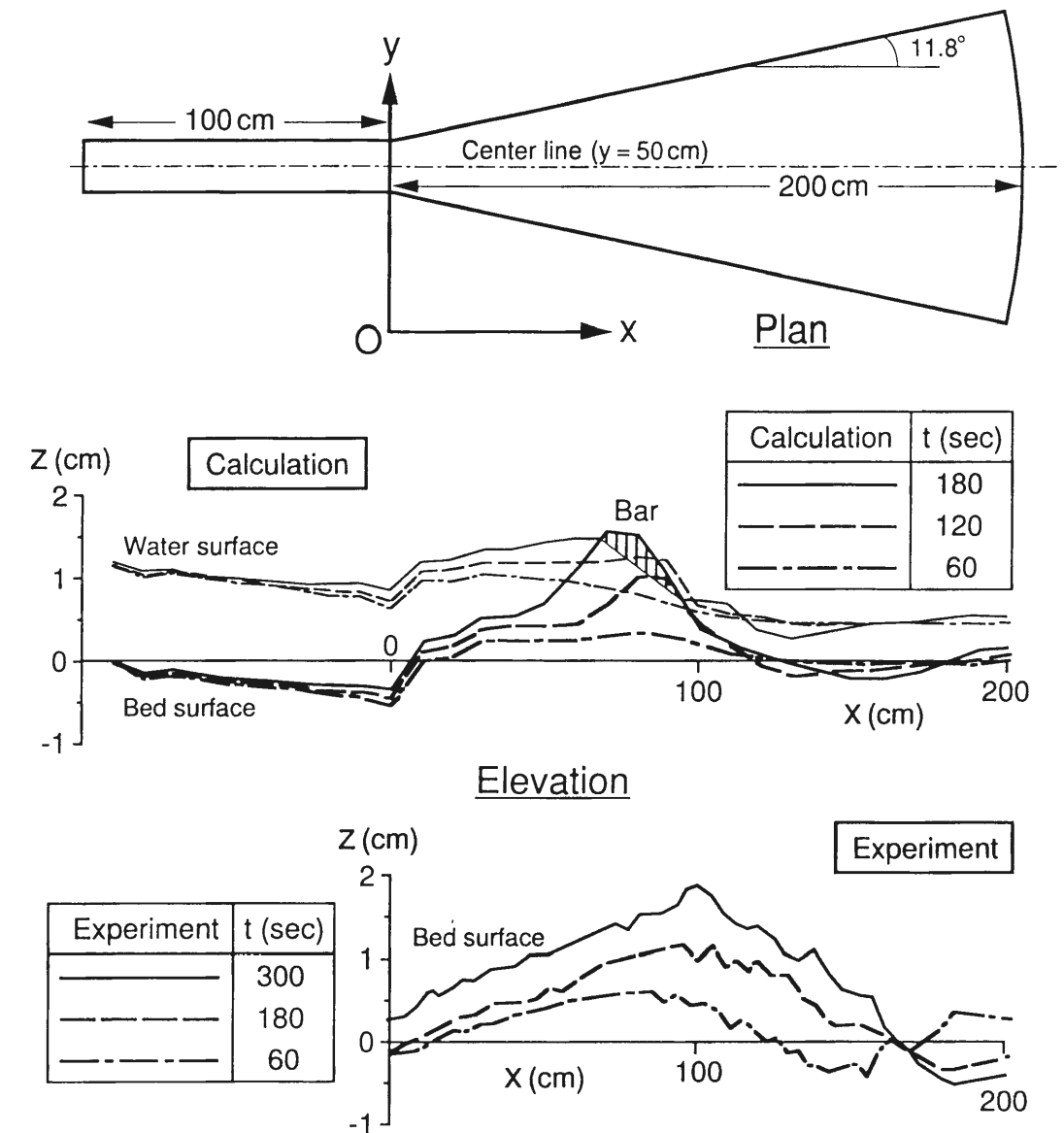


Fig. 2.27 Comparison between the measured and the predicted longitudinal profiles of bed and water surfaces.

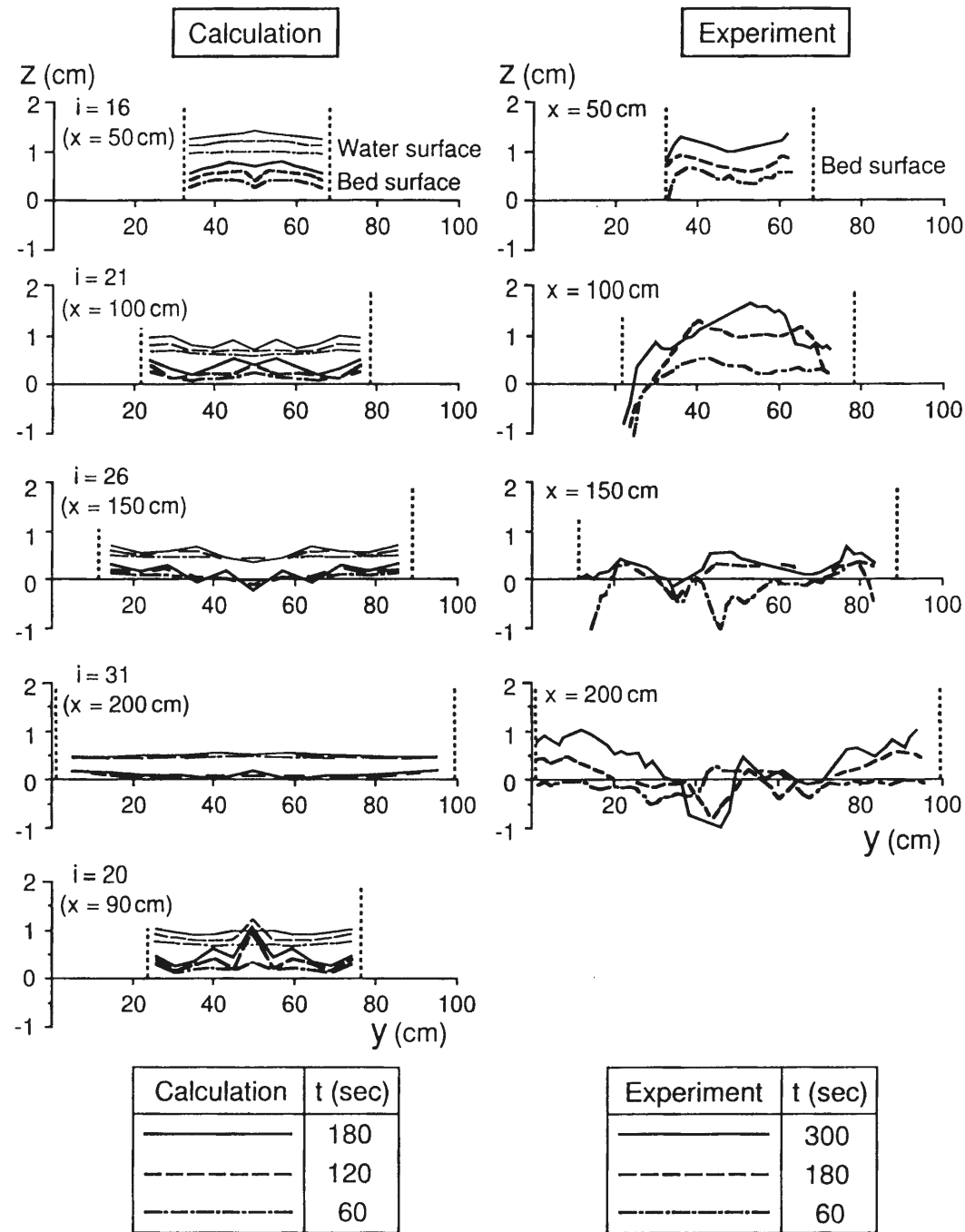


Fig. 2.28 Comparison between the measured and the predicted cross-sections of bed and water surfaces.

## 2.5 流路が分裂にいたる距離に関する考察

次章においては、地形勾配と流量および河床材料の特性といった条件が与えられた場合に、その場に形成される流路網のパターンを予測する方法を提案している。この流路網パターンの予測のためには、一本の流路が分裂するまでの長さを評価する必要がある。そこで本節においては、2.3の漸拡水路における流路の分裂過程に関する水路実験の結果や2.4の数値シミュレーション法を用いて、流路が分裂にいたる距離について考察する。

Fig. 2.29には、2.3の水路実験の結果から得られた、水路漸拡区間の上流端から分裂地点までの距離  $L$  を上流端流入部の水路幅  $B_0$  で無次元化して示している。横軸は流入地点におけるフルード数である。フルード数を採用した理由は、重力が卓越した場であると考えたからであり、網状流路に関する模型実験<sup>11)</sup>においても、フルード相似を用いることによって、実現象が良好に再現されることが判明している。この図には2.4の数値シミュレーション法により計算された結果も同時に示されている。ただし、シミュレーションにおいて流路の分裂点は浮き州が最初に現れた地点としている。

実験値を見ると、フルード数が多いほど分裂にいたる距離が長くなっていることが分かる。また、同じフルード数に対しては、水路開き角が大きいほど  $L/B_0$  は小さくなっている。

数値シミュレーションの結果は、フルード数が1.7前後では水路実験の結果とほぼ似通っており、全般的な傾向は水路実験の結果と同じである。ただし、フルード数が小さいところでは、分裂にいたる距離が急激に短くなっている。限界掃流力に近い流れの状態においては、掃流力の僅かな変化に対して流砂量が大きく変化することが予想され、これが急激な距離  $L$  の変化につながっているのではないと思われる。しかし、このような条件下では、流砂量も小さいため、実験を精度よく行うことは困難である。したがって、この計算結果が妥当なものであるかどうかを現時点で判断することは難しいといえよう。

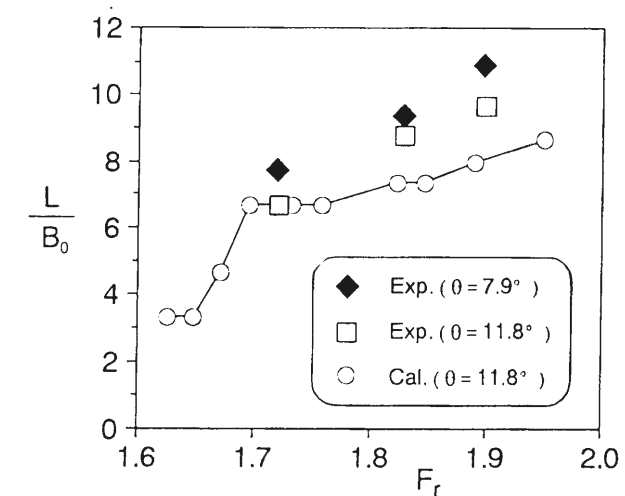


Fig. 2.29 Relationship between channel length and Froude number.



フルード数が 1.7 より大きいところでは、シミュレーションの結果は水路実験に比べて  $L$  の増加が若干緩やかである。これは数値シミュレーションの上・下流端境界条件が影響しているのではないかと思われる。前節で述べたように、シミュレーションにおいては給砂量を任意に設定していないので、実験値との間に差が生まれたのであろう。また、シミュレーションにおいては漸拡部の長さを 2m としているのに対し、実験においては漸拡部の下流に幅 1m、長さ約 2m の河道が接続されていることも原因の一つと考えられる。さらに、2 次流の影響を考慮していないことも実験との差に現れているかもしれない。2.3.2 に示されているように、水路固定壁に流れが衝突する部分では強い 2 次流が発生し、河床に深掘れが生じていることが確認されている。このような現象をシミュレーションモデルでは再現できていない。今後、これらの点について改良してゆく必要があると思われる。

## 2.6 まとめ

本章においては、網状流路の変動プロセスのうち、特に一本の流路が拡幅し、分裂に到る過程に着目し、水路実験による解析を行うとともに、数値シミュレーションによる検討を行った。また、それらの結果を基に、流路の分裂地点から次の分裂地点までの距離、すなわち、一本の水みちの長さを定量的に評価した。本章において得られた成果を要約すれば、以下のようである。

- (1) 急勾配流路において、一本の流路は一定の流量と給砂を与えると、側岸の掃流力が限界掃流力を上回る場合に拡幅が起こる。拡幅の過程は、流路全体で一様な拡幅とはならず、空間的に一定の周期をもって、集中部、拡幅部が交互に現われる。
- (2) この波形は、初期の側岸に流入部付近に発生した擾乱が下流に伝播することで水路全域に現われ、この擾乱がそれぞれ発達することにより流路幅の場所的な変動が大きくなる。
- (3) 流路の拡幅・分裂過程を簡単に説明すると以下のようである。
  - (i) 通水開始後、わずかな時間帯は流路は一様に拡幅する。しかし、流入の影響などにより、小さな擾乱が側岸に発生・発達し、側岸の侵食量に場所的な差が生じてくる。
  - (ii) 側岸の擾乱の発達に伴い、集中部から流入する流れは、拡幅域への漸拡流れとなる。
  - (iii) 集中部から流入した流砂は、水流のように全幅に拡散しない。粒子の持つ慣性力の影響で直線的に進む。この領域では流下方向に掃流力が低下するため土砂が堆積する。こうして、砂州が形成され、この砂州が発達して、ついには浮き州となる。

- (4) 両岸侵食性流路は、拡幅過程においては発達速度に大きな相違点が存在するものの、砂州の規模や河床形態については、片岸侵食性流路とほぼ同じ様相を呈する。
- (5) 漸拡水路における砂州の形成過程は、初期の段階で波長の発達が終了し、その後、波高が徐々に発達する。砂州の発達にともない、浮き州が現れ、流路は 2 本に分裂する。
- (6) 流路の分裂の位置は、漸拡水路の開き角が小さいほど下流側にシフトする。また、流入部のフルード数が大きいほど、流路の分裂の位置は下流側にシフトする。
- (7) 非定常の 2 次元浅水流モデルを用いて、浮き州の形成を含む漸拡水路の河床変動過程を再

現しうるシミュレーションモデルの開発を行った。水深が小さくなることにより発生する計算のオーバーフローを防ぐために、ドライベッド上の点にも仮想的な水深を与えることにより、浮き州の形成過程が再現できるようになった。

(8) 漸拡水路における河床変動に関する水路実験ならびに数値シミュレーションの結果を基に、水みちが分裂にいたる距離とフルード数との関係を得た。

## 参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・尾島 知：流路の分裂機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 35 号 B-2，1992，pp.63-78.
- 2) 高橋 保・江頭進治・里深好文・Pang Bing Dong・矢島英邦：網状流路の形成過程に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 36 号 B-2，1993，pp.451-464.
- 3) 里深好文・高橋 保・江頭進治：漸拡水路における河床変動に関する研究，水工学論文集，第 39 巻，1995，pp.671-676.
- 4) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・寺西直之：網状流路における混合砂礫の分級と流路変動，京都大学防災研究所年報，第 34 号 B-2，1991，pp.247-260.
- 5) 藤田裕一郎・村本嘉雄・堀池周二：砂州の発達機構について，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，II-69，1978.
- 6) 清水康行・板倉忠興：河川における 2 次元流れと河床変動の計算，北海道開発局土木試験所報告，No.85，1986.
- 7) 芦田和男・江頭進治・足立幸郎：蛇行水路における河床変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 31 号 B-2，1988，pp.443-459.
- 8) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206 号，1972，pp.59-69.
- 9) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文報告集，第 41 号，1956.
- 10) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.
- 11) P.J. Ashworth, J.L. Best, J.O. Leddy and G.W. Geehan : The physical modeling of braided rivers and deposition of fine-grained sediment, Process models and theoretical geomorphology, John Wiley & Sons, 1994, pp.115-139.

## 3章 網状流路の流路パターンと流砂量の予測に関する研究

### 3.1 概 説

砂防ダムや河道狭窄部の上流域、あるいは遊砂地の内部といった領域からの土砂の流出を考えると、どのような流路が形成されるかを予測することは、河川管理上重要な課題のひとつとなっている。一般にこのような領域では、流量の規模に対して土砂の堆積している幅が広いために、河道内に複数の水みちが形成され、いわゆる網状流路となっている場合が多く見られる。したがって、従来の一次的な手法で流出土砂量を予測することは困難である。

いま、河道の任意領域に形成される流路形態を予測しようとするとき、比較的容易に入手可能な情報としては次の4つが挙げられる。

- (1) 河床材料の特性（粒径、比重など）
- (2) 平均的な河床の勾配（地形勾配）
- (3) 流量
- (4) 流路が変動可能な幅（1章において説明したように、本論ではこの幅を河道幅・水路幅と呼んでいる）

これらの情報から河道内部に形成される流路網のパターンを予測し、流出土砂量の平均値だけではなく、その変動範囲をも予測することができれば、河川流域の土砂管理を行う上で有効な情報となる。そこで、本章では次の2通りの予測方法を提案し、1章に示されている網状流路の流路変動に関する水路実験への適用を通じてモデルの妥当性を検証している。

第一の方法は、2章で示された流路が分裂に至る距離（水みちの長さ）を用いて網状流路のパターンを予測する方法である。この方法は、さほど長い計算時間を必要とせず、比較的簡便に流路パターンや流砂量の変動範囲（最大値や最小値）が予測できる。

第二の方法は、2次元浅水流モデルを用いて網状流路の発生・変動過程を再現する方法である。この方法では、比較的長い計算時間が必要とされるものの、平坦床からの網状流路の発達過程やその変動過程および任意の地点における流出土砂量の時間的変動を計算することができる上、境界条件の変化が流砂量変動に及ぼす影響についても解析可能である。

### 3.2 水みちの長さを用いた流路パターンと流砂量の予測法

#### 3.2.1 予測モデルの概要

1章において、網状流路の流路変動に関して水路実験を中心とした解析<sup>1),2)</sup>を行った結果、網状流路の流路変動では水みちの分裂・合流や発生・消滅といったダイナミックな要素が支配的であり、これが下流端の流出土砂量にも大きな影響を与えていることが判明している。水みちの形状がほとんど変化しないまま、ゆっくりと横断方向へ振れるような、いわゆる蛇行現象に関しては、外岸の侵食量と内岸の堆積量がほぼ釣り合っていると考えられることから、流出土砂の変動

には大きな影響が無いものと思われる。また、一見複雑そうに見える網状流路の変動過程においても、一本の水みちに注目して変動のプロセスを調べてみると、集中・拡幅・分裂という比較的シンプルな素過程で構成されていることが明らかにされている。

2章において流路の分裂過程に関して水路実験<sup>3)</sup>と数値シミュレーション<sup>4)</sup>による解析を行った結果、Fig. 3.1に示すように、ひとつの水みちが拡幅から分裂に至る距離 $L$ 、すなわち水みちの長さを評価することができた。その結果、水みちが分裂にいたる距離 $L$ は、Fig. 3.2に示すように、フルード数 $Fr$ の関数として表されることが判明している。また、この距離 $L$ を用いて、1章の流路変動に関する実験と同じ条件のもとで、手計算により流路網パターンの予測を行ったところ、ある程度再現可能であることが分かっている<sup>4)</sup>。しかし、手計算によるパターン予測は効率的ではなく、前述の4条件を与えることによって自動的に流路網のパターンを予測できる計算モデルの構築が課題となっていた。そこで、プログラム開発用言語として Quick basic を用い、任意の条件下において自動的に流路網パターンの予測が可能なモデル<sup>5)</sup>の開発を行ってみた。

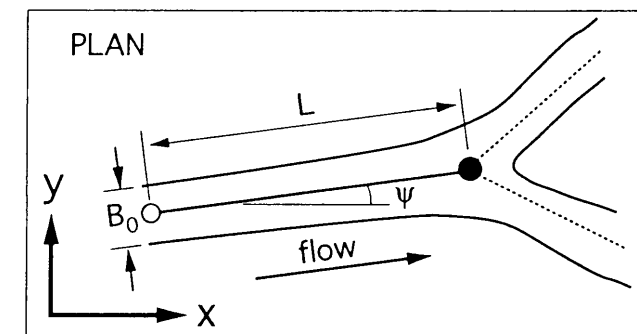


Fig. 3.1 Definitions of channel length  $L$  and angle  $\psi$ .

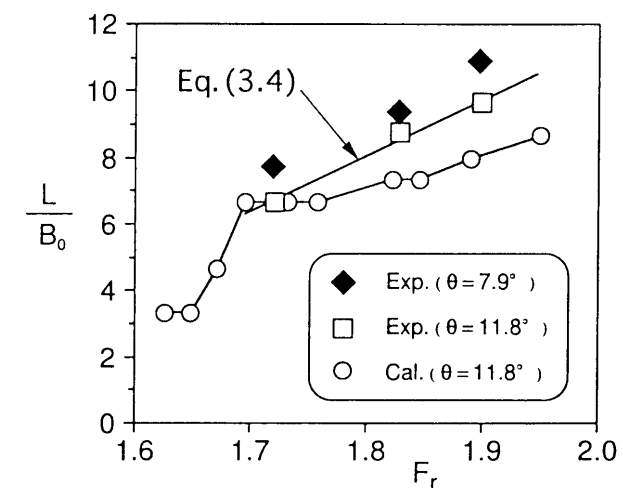


Fig. 3.2 Relationship between channel length and Froude number.

(1) 予測モデルの基本構成

流路網の予測モデルの根幹は一本の水みちが分裂にいたる距離（流路長さ） $L$ の予測にある。いま、水路上流端で水みちが1本であるとする、流量と勾配といった条件から流路長さ $L$ が算定され、流路が分裂する位置が求められる。この位置において、流量を適当に分配すれば、ここを始点とする2本の流路の長さがそれぞれ算定され、つぎの分裂点を計算できる。この作業を下流方向へ順次進めることにより、流路網のパターンを予測するのである。

このような計算を行うには、流路網を「点」と「線」で表現することが有効であると考えられる。**Fig. 3.1**に示すように、各流路は1本の「線」で表現され、各線の上・下流端は「点」で表される。水路の流下方向に $x$ 軸をとり、横断方向に $y$ 軸をとると、点と線が持つ情報は以下のようなものである。


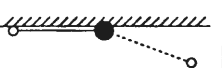
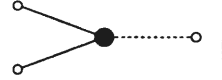
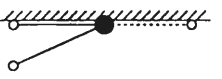
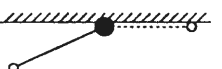
<点を持つ情報>

- 1) 点番号
- 2)  $x, y$  座標
- 3) 分岐点や合流点といった点の特性を示す ID 番号 (Table 3.1 参照)
- 4) 下流に接続している線の数

<線を持つ情報>

- 1) 線番号
- 2) 流量  $Q$
- 3) 上流端にある点の番号 (始点番号)
- 4) 下流端にある点の番号 (終点番号)
- 5) 流下方向 ( $x$  軸) からの偏角  $\psi$

Table 3.1 Types of calculating "points"

ID	Flow	
1		bifurcating point
2		separating point
3		merging point
4		merging point on side bank
5		impact point on side bank

(2) 一本の流路が分裂にいたる距離  $L$  の予測

本計算において流路長さ $L$ （すなわち線の長さ）は次のような手順で計算される。まず、 $x$  軸方向の地形勾配 $\theta_0$ 、および線と  $x$  軸とがなす角 $\psi$ より、線方向の局所勾配  $i$  が次のように求められる。

$$i = \tan \theta_0 \cdot \cos \psi \tag{3.1}$$

水みち幅  $B_0$  はこの局所勾配  $i$  と線の流量  $Q$  から、1 章において明らかにされた次の推定式によって計算される。

$$B_0 = \alpha \left( \frac{Q}{\sqrt{g d i}} \right)^{1/2} \tag{3.2}$$

ここに、 $g$  は重力加速度、 $d$  は粒径である。係数 $\alpha$ は1.4としている。

いま、勾配が  $i$  で、水みち幅  $B_0$  が一様である直線水路を考え、抵抗則としてマニング則を用いると、フルード数  $Fr$  は次のように与えられる。

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} = \frac{1}{n} g^{-\frac{1}{2}} i^{\frac{1}{2}} h^{\frac{1}{6}} \tag{3.3}$$

ここに、 $n$  はマニングの粗度係数、 $v$  は流速、 $h$  は等流水深である。

**Fig. 3.2** の流路長さ  $L$  に関する実験値を一次式で近似すると、水みち幅とフルード数から以下のように流路長さ  $L$  が推定される。

$$L = B_0 (16.4 Fr - 21.2) \tag{3.4}$$

(3) 河道側壁の取り扱い

有限な幅をもつ河道内に形成される流路網を予測するには、河道の側壁における流路変動の条件を設定する必要がある。一般的な場において、この河道側壁とは、著しく侵食抵抗の異なる材料や人工構造物から成り、流路変動の横断方向の範囲を規定する物体を指す。例えば、人工の護岸・堤防や岩盤などである。

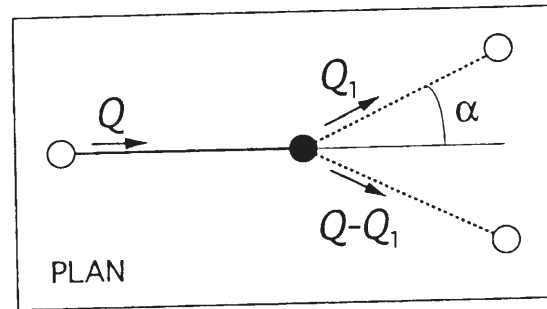
本研究では、1 章で示された網状流路の流路変動に関する実験結果<sup>1),2)</sup>や、2 章で示された流路の分裂過程に関する実験結果<sup>3)</sup>をもとに、河道側岸部に対して次のような条件を設定<sup>4)</sup>している。

1) 水みちが側壁に衝突するとき、水みちはその地点（衝突点）から側壁に沿って流れる。

**Table 3.1** の ID=5 の欄に示されるように、水みちが固定側壁に衝突すると、そこに局所的な洗掘孔が形成され、側壁に沿う流れが発生するものとしている。

2) 側壁に沿う水みちに関しては、側壁からの離脱が水みちの分裂に相当する。

1, 2 章で示されたように、水路固定側壁に沿った流れが側壁から離脱し、固定壁付近に浮き州が現れる機構は、1 本の水みちが浮き州の形成に伴い2 本に分裂する機構と同じであると考えられる<sup>2),3)</sup>。ただし、この点では流量の分配が行われず、流れの方向のみが変化することになる (**Table 3.1** の ID=2 の欄参照)。

Fig. 3.3 Definitions of water discharge  $Q$ ,  $Q_1$ , and bifurcating angle  $\alpha$ .

#### (4) 分岐点における流量の配分

Table 3.1 の ID=1 の欄に示されるような水みちの分岐点において、下流側 2 つの流路に流量がどのように分配されるかについては、詳細な検討が行われていない。そこで、ここでは乱数を用いて配分率を決定する方法を採用する。

まず、Fig. 3.3 に示すように、分岐前の流量を  $Q$  とし、分岐後の片側の水みちの流量を  $Q_1$  として、分配率  $p$  を次のように定義する。

$$p = \frac{Q_1}{Q} \quad (3.5)$$

ついで、分裂時にほぼ均等な 2 本の流路が形成される頻度が高いという実験結果を参考にし、分配率  $p$  の確立密度関数  $f_x(p)$  を Fig. 3.4 (a) のような三角形分布であると仮定した。

分布関数  $F_x(p)$  は

$$F_x(p) = \int_{-\infty}^p f_x(u) du \quad (3.6)$$

であるから、

$$\begin{cases} F_x(p) = 2p^2 & (0 \leq p \leq 0.5) \\ F_x(p) = -2p^2 + 4p - 1 & (0.5 < p \leq 1) \end{cases} \quad (3.7)$$

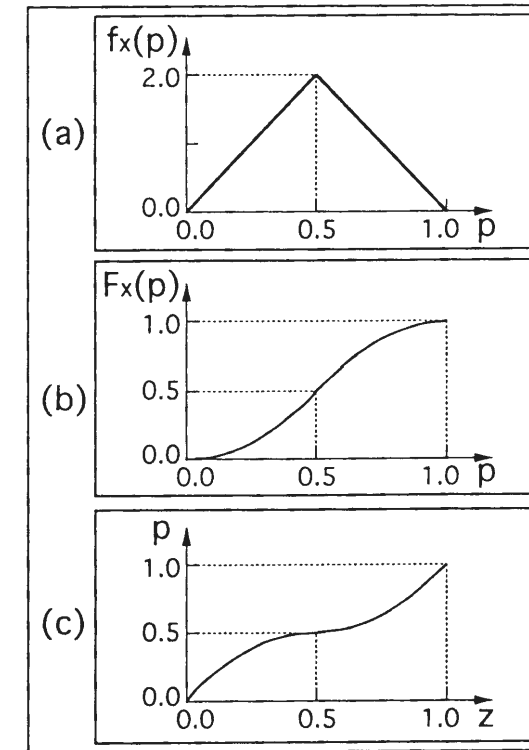
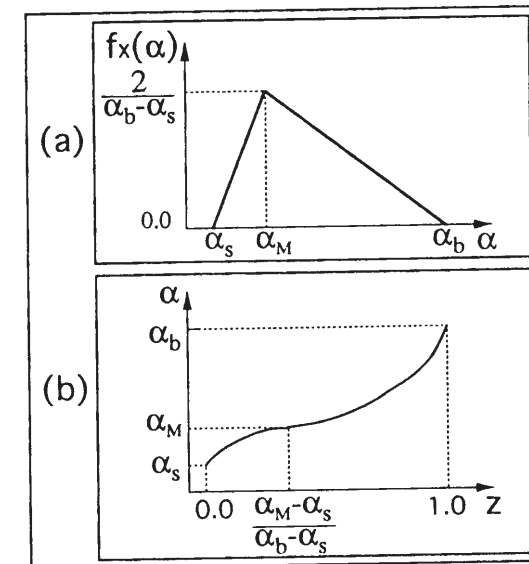
となる (Fig. 3.4 (b) 参照)。

分布関数  $F_x(p) (= z)$  を 0~1 の乱数を用いて表せば、分配率  $p$  は次式から計算される (Fig. 3.4 (c) 参照)。

$$p = F_x^{-1}(z) \quad \begin{cases} = \sqrt{\frac{z}{2}} & (0 \leq z \leq 0.5) \\ = 1 - \sqrt{\frac{1-z}{2}} & (0.5 < z \leq 1) \end{cases} \quad (3.8)$$

分配後の流量から計算される掃流力が限界掃流力より小さい場合には、その水みちは消滅すると考え、もう一方の水みちがすべての流量を受け取るものとする。この仮定により、小さすぎる水みちへの分裂が抑えられている。

分配率  $p$  の確率密度関数を三角形分布で与えていることにさほど根拠はないが、たとえば正規分布を仮定しても、一定値をとると仮定したとしても、計算される流路網パターンに大きな差異は無いものと考えられる。 $p$  を常に 0.5 として計算してみると、左右対象な流路パターンが繰り返され、ランダム性に欠けた結果しか得ることができなかった。そこで、強制的にバラツキを

Fig. 3.4 Probability density distribution of the discharge distribution ratio  $p (= Q_1/Q)$ , employed in the present model.Fig. 3.5 Probability density distribution of bifurcating angle  $\alpha$ .

与えるため、乱数を用いて  $p$  を決定することにしたわけである。三角形分布を採用した理由としては、前述のように分岐点で流量が等分されることが多くみられたということ、および確率密度関数の総和を 1 にしやすかったという点が挙げられる。

## (5) 分岐点での水みちの振れ角の設定

分岐点での流量の配分と同様に、分岐点での水みちの振れ角 $\alpha$  (Fig. 3.3 参照) も乱数を用いて決定するものとする。

Fig. 3.5 (a) に示すように、振れ角 $\alpha$ の生起確率が三角形分布に従うと仮定する。上述の(4)と同様の手順で分布関数を求め、これを0~1の乱数で表すことにより、各分岐点での振れ角を決定する。振れ角 $\alpha$ と乱数 $z$ の関係は Fig. 3.5 (b) に示されているように、

$$\begin{cases} \alpha = \sqrt{z(\alpha_b - \alpha_s)(\alpha_M - \alpha_s)} + \alpha_s & \left(0 \leq z \leq \frac{\alpha_M - \alpha_s}{\alpha_b - \alpha_s}\right) \\ \alpha = -\sqrt{(1-z)(\alpha_b - \alpha_M)(\alpha_b - \alpha_s)} + \alpha_b & \left(\frac{\alpha_M - \alpha_s}{\alpha_b - \alpha_s} < z \leq 1\right) \end{cases} \quad (3.9)$$

となる。ここに、 $\alpha_M$ は生起確立が最大となる振れ角、 $\alpha_b$ 、 $\alpha_s$ はそれぞれ振れ角の最大値、最小値である。

## (6) 水みちの合流に関する設定

計算された線が既に計算された別の線と交点を持つとき、水みちの合流が起こると考える (Table 3.1 の ID=3 参照)。この合流点を始点とする流路を新たに計算する場合、合流する2本の流路のうち流量の大きい方の方向が維持されるものとする。

水路側壁に沿う点で合流が起こる場合 (Table 3.1 の ID=4 参照)、合流点を始点とする新たな流路の方向は側壁に沿う方向とする。

合流点では上流側2本の流量の和が下流側の流量となり、この流量に基づいて下流側流路の長さが新たに計算される。

## (7) 計算の手順

河道幅、地形勾配、粒径、上流端の流量が与えられると、上記の各種の設定のもとで、次のような手順に従って流路網のパターンが計算される。

1. 下流に接続する流路の本数が最大値に至っていない点、すなわち始点となる可能性がある点のうち、最も上流側に存在する点を検出する。下流に接続する流路の最大値は点のIDが1の場合には2本、それ以外では1本である。
2. 流量、勾配から流路長さを求め、流路の方向を決めた後、暫定的な終点を計算する。
3. 既に計算されている他の線との交点を探し、最も上流側で交差する点を合流点とする。
4. 既に計算された点および線のうち、今回計算された合流点よりも下流に存在しているものをすべて廃棄する。
5. 下流端まで計算できていなければ1.へ戻る。

## 3.2.2 予測モデルの水路実験への適用

モデルの妥当性を検証するために、1章に示された網状流路の流路変動に関する水路実験<sup>1)</sup>への適用を図る。実験は幅1m、長さ8mの水路で行われ、上流端の中心部、幅20cmの部分から一定の給水と給砂が22時間にわたって続けられた。給水量は1000cm<sup>3</sup>/sec、給砂量は5.38cm<sup>3</sup>/secであった。水路勾配および初期河床勾配は1/20であり、河床砂は $d_{50}=0.192$ cmのほぼ一様な珪砂である。

Fig. 3.6 には、この実験 (RUN-A) の $t=22$ 時間における流路網のパターンとあわせて、流路パターンの予測結果を示している。予測計算においては、マンニングの粗度係数を0.018、振れ角のパラメータとして $\alpha_M=11.8^\circ$ 、 $\alpha_s=8.0^\circ$ 、 $\alpha_b=45.0^\circ$ とし、粒径を2mmとしている。これを見ると、水みちの分裂・合流、水路側壁部での衝突・離脱が良好に再現されていることが分かる。Fig. 3.7 には、流砂量の時間的変動に関する実験値と計算値との比較を示している。実験値の流砂量は水路下流端において5分間隔で採取された土砂量から算定されたものである。計算においては、特定の地点での流砂量の時間変動を計算することはできないので、以下に示すように、流砂量の縦断分布と流路網の位相速度をもとに推定している。

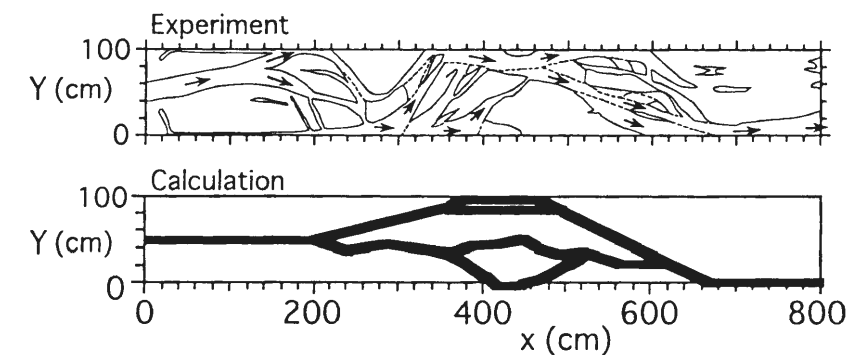


Fig. 3.6 Comparison between the measured and the predicted patterns of stream channels.

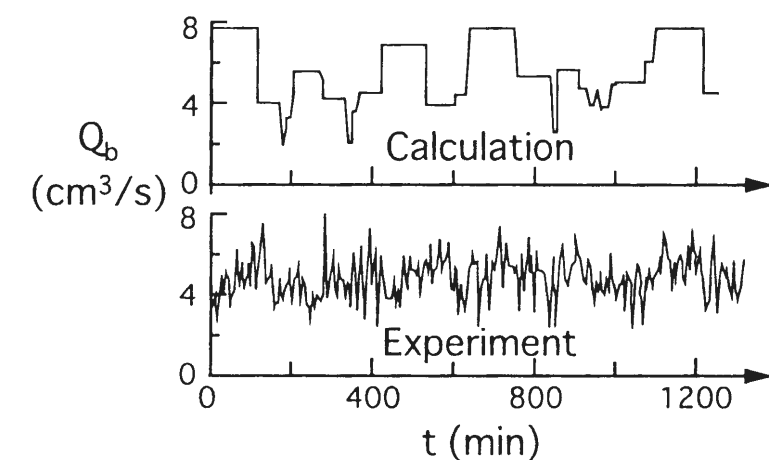


Fig. 3.7 Comparison between the measured and the predicted sediment discharge at the downstream end.

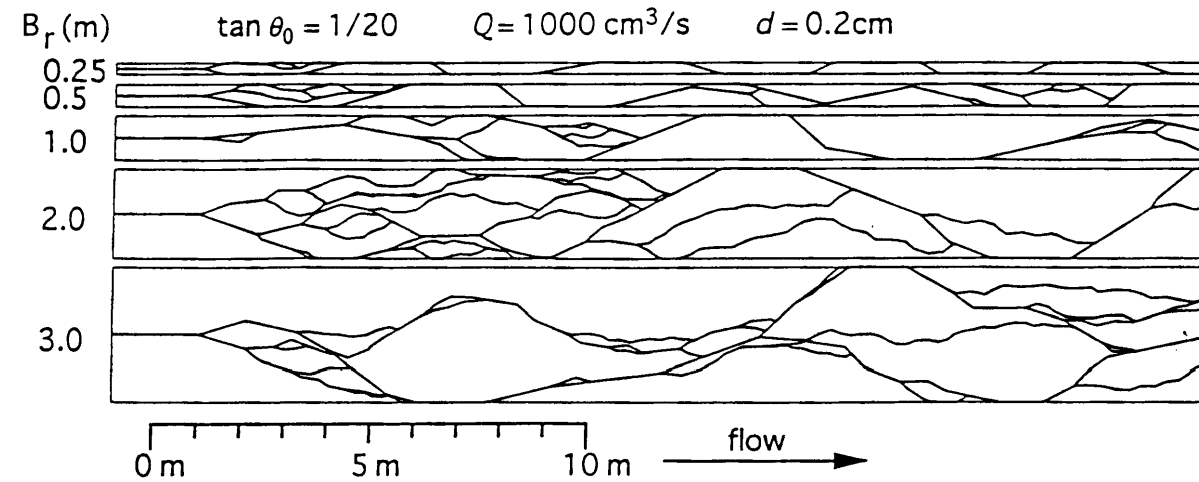


Fig. 3.8 Stream channel patterns predicted by the present model.

1. 長時間の流砂量変動を計算するためには、十分長い区間における流砂量の縦断分布が必要である。ここでは、 $x$  方向に 50m にわたって流路網の計算を行った後、 $x$  方向に 10cm ピッチで断面を設定する。
2. 各断面においてここを通過する水みちを抽出し、流量、局所勾配等から各水みちの流砂量を計算する。流砂量の計算には芦田・道上<sup>6)</sup>の式を用い、流砂幅は水みち幅の 80% としている。
3. 各断面ごとに水みちの流砂量を合計し、これをもとに流砂量の縦断分布を求める。
4. 実験値では 20 時間の間に 6 つの流砂量ピークが見られ、計算値の方では 20m の区間で 6 つのピークが見られることから、流路網の位相速度を 1 m/時間として、流砂量の時間変動に関する計算値を求める。

Fig. 3.7 をみると、計算値の方が若干大きめになってはいるものの、流砂量の最大値や最小値がかなり良好に予測できることが分かる。

### 3. 2. 3 河道幅が流砂量変動に及ぼす影響に関する考察

河道幅が異なると、形成される流路網のパターンや流砂量にどのような変化が現れるかという問題に関して、上述の流路網予測モデルを用いて検討を行った。Fig. 3.8 には、水路勾配、粒径、流量を前節の予測計算と同じに設定し、河道幅  $B_r$  のみを 25cm～300cm と変化させた場合の流路網の予測結果が示されている。計算は  $x=50m$  まで行われたが、ここには上流側の 25m のパターンを表示した。

河道幅が 25cm の時には、水みちはほとんど分裂せず、側壁に沿った流れが急に向きを変えて対岸に衝突し、また側壁に沿って流れるようなパターンとなっている。これは交互砂州が発達した河川の水みちの特性と似通っている。

河道幅が大きくなるに伴い、水みちはより細かく分裂し、縦断方向に流路本数の多い部分と少ない部分が交互に現れることが分かる。計算において、流路本数の多い部分では流砂量が小さくなる傾向がみられた。これは 1 章において示された水路実験における流路変動・流砂量変動の特徴と異なっている。これは、モデルの計算ではどの地点の地形勾配も一定であるとしていることや、平衡流砂量の式を用いていることによると考えられる。

一断面あたりの水みちの存在数を縦断方向に 10cm ピッチで調べた結果から得られた、水みち本数の頻度分布を Fig. 3.9 に示している。これをみると、河道幅が大きくなるほど、水みち本数の平均値が増加するとともに、幅広い分布を示すようになることが分かる。Fig. 3.10 には、3. 2. 2 と同様の手順で得られた流砂量の縦断分布を示している。河道幅が大きくなると、輸送される流砂量の平均値は減少している。

Fig. 3.11 には河道幅と流砂量の平均値ならびに変動係数との関係が示されている。河道幅  $B_r$  は、水みちが一本のみ形成された場合の水みち幅  $B_w$  を用いて無次元化し、流砂量の平均値は一本の水みちが形成されたときの流砂量  $Q_{b0}$  を用いて無次元化している。この図をみても、河道幅が大きくなるほど平均的な流砂量が減少するとともに、流砂量の変動範囲が大きくなっていることが分かる。これらの結果は、遊砂地の機能評価をする際などに有効であると考えられる。

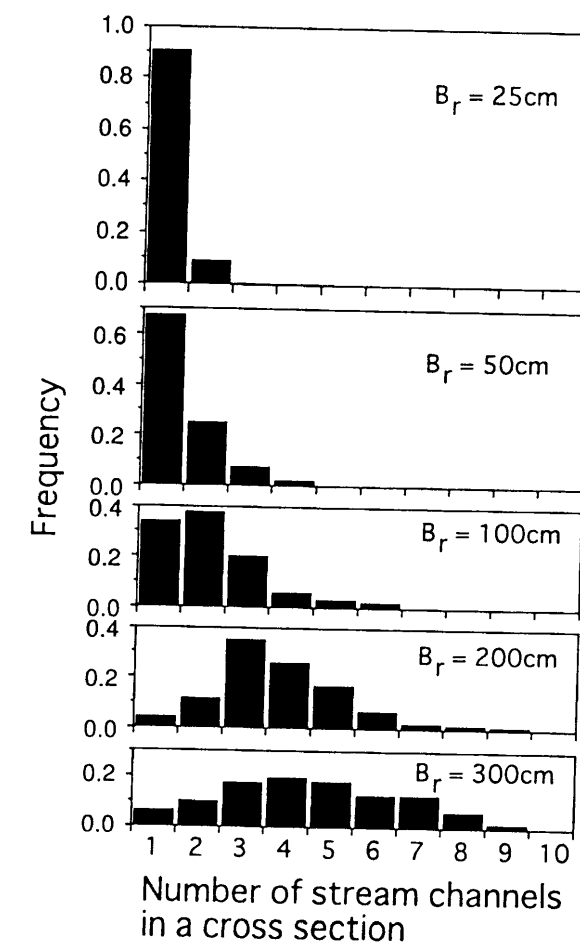


Fig. 3.9 Frequency distributions of the numbers of stream channels in a cross section.

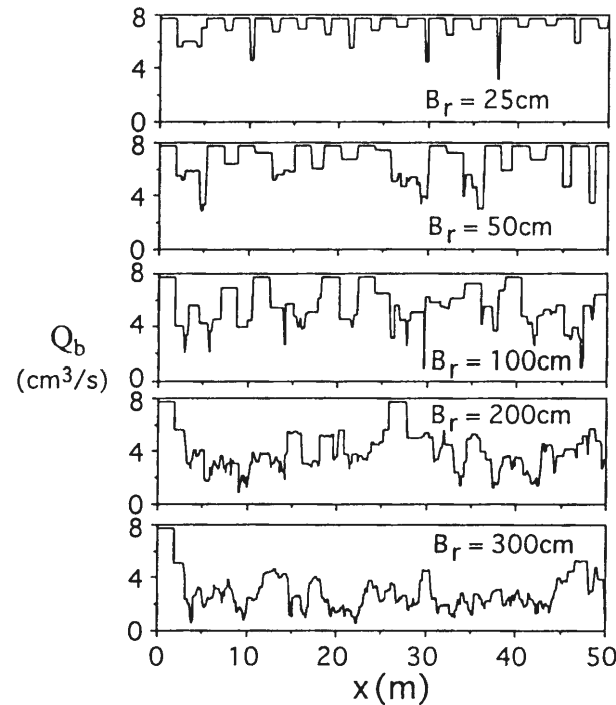


Fig. 3.10 Longitudinal distribution of sediment discharge predicted by the present model.

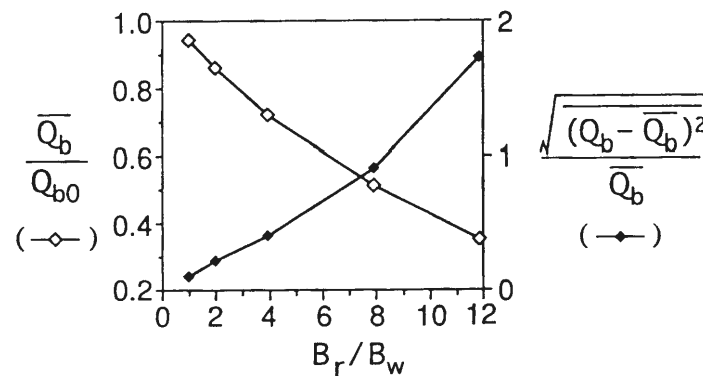


Fig. 3.11 Relationship between the river width and the mean sediment discharge.

### 3.3 2次元モデルによる網状流路の変動予測

#### 3.3.1 2次元モデルの概説

3.2に示した流路パターンの予測モデルを用いれば、河道幅や流量といった条件を与えることにより、網状流路のパターンや流砂量変動の範囲を比較的簡便に予測することが可能である。しかしながら、前述のようにこのモデルでは特定の地点での流砂量の時間変動を計算することはできないため、流砂量の縦断分布と流路網の位相速度をもとに推定するほかなかった。そこで、本節では任意の地点における流砂量の時間的変動を予測することを目指して、網状流路の発生・

#### 3.3.2 2次元モデルによる網状流路の変動予測

変動過程を再現可能な2次元浅水流モデルの開発を行い、水路実験への適用を通じてその妥当性を検証している。

これまでも、2次元河床変動シミュレーションにより網状流路の変動を追跡する方法<sup>7)</sup>は提案されているが、現地地形を計算の初期条件としているため、任意の領域での流砂量予測を行うためには詳細な現地調査が必要とされた。しかし、本研究では3.1に示したように川幅や流量といった条件のみが与えられた領域での流砂量予測を目的としているので、実際の地形を初期値として使用せず、もっとも極端な場である平坦床を初期条件として採用し、定常的な給砂・給水条件下における網状流路の発達・変動過程を再現しうる新たな2次元モデル<sup>8)</sup>を開発した。ただし、流砂形態としては掃流砂を対象とし、河床砂礫の粒径は一樣と考えている。

網状流路の発生や発達過程、あるいは流路変動過程を再現するためには、2次元場の流れと流砂・河床変動を表現する必要がある。流れの計算に関しては、通常の2次元浅水流モデル<sup>9)</sup>を用いている。網状流路においては流れや流砂量、河床形状の空間的な変動が大きいため、局所的な侵食や堆積が活発に生じる可能性が高い。そこで、流砂・河床変動の計算には、5章において示される非平衡の流砂・河床変動モデル<sup>10)</sup>を用いることにした。このモデルは石礫型土石流を対象とした高橋らのモデル<sup>11)</sup>をもとに、混合砂礫床土の掃流砂を対象として構築されたものであり、河床変動と流砂量の時間的・空間的な変動が侵食・堆積速度を介して関係づけられている。

#### 3.3.2 支配方程式

2次元的な場を考え、流下方向に  $x$  軸、横断方向に  $y$  軸を取ると、流れの連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} - i_b = 0 \quad (3.10)$$

と表され、 $x, y$  方向の運動方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon \frac{\partial v}{\partial x} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left( \epsilon \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3.12)$$

となる。ここに、 $h$ : 水深、 $u$ :  $x$  方向の平均流速、 $v$ :  $y$  方向の平均流速、 $p$ : 圧力、 $\rho$ : 水の密度、 $\epsilon$ : 渦動粘性係数、 $i_b$ : 侵食・堆積速度、 $\tau_x, \tau_y$ :  $x, y$  方向の河床せん断力であり、摩擦速度  $u_*$  を用いて、

$$\frac{\tau_x}{\rho h} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{u_*^2}{h} \quad (3.13)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho h} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{u_*^2}{h} \quad (3.14)$$

と表される。

摩擦速度  $u_*$  は

$$u_* = \sqrt{gh i_e} = \frac{n_m \sqrt{g(u^2 + v^2)}}{h^{1/6}} \quad (3.15)$$

と表される。ここに、 $i_e$ : エネルギー勾配、 $n_m$ : マニングの粗度係数である。渦動粘性係数  $\epsilon$  はカルマン定数  $\kappa$  を用いて式(2.5)から求めている。

圧力  $p$  を静水压近似すると、式 (3.11) と式 (3.12) の右辺第 1 項はそれぞれ、

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial x} \quad (3.16)$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial y} \quad (3.17)$$

と表される。ここに、 $z$  : 河床位である。

侵食・堆積速度  $i_b$  は、5 章に示されるモデル<sup>10)</sup>を一様砂に適用することにより、平衡土砂濃度  $C_\infty$  と土砂濃度  $C$  を用いて、次のように表すことができる。

( $C_\infty - C > 0$ 、侵食傾向のとき)

$$i_b = \begin{cases} \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad (3.18)$$

( $C_\infty - C \leq 0$ 、堆積傾向のとき)

$$i_b = \begin{cases} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* < u_{*c}) \\ 0 & (u_* \geq u_{*c}) \end{cases} \quad (3.19)$$

ここに、 $\delta_e$  : 侵食係数、 $\delta_d$  : 堆積係数、 $C_*$  : 堆積土砂の容積土砂濃度である。

平衡土砂濃度  $C_\infty$  は以下のような手順で求められる。まず、平衡流砂量  $q_b$  を次の芦田・道上の式<sup>6)</sup>を用いて求める。

$$q_b = 17 \sqrt{sgd^3 \tau_*^{3/2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad (3.20)$$

ここに、 $\tau_{*c}$  : 無次元限界掃流力、 $u_{*c}$  : 限界摩擦速度、 $d$  : 砂の粒径である。 $s = (\sigma/\rho - 1)$  であり、 $\sigma$  : 砂の密度である。無次元掃流力  $\tau_*$  は式 (2.11) から求めている。

平衡土砂濃度  $C_\infty$  は平衡流砂量  $q_b$  をもとに、

$$C_\infty = \frac{q_b}{q} \quad (3.21)$$

として求められる。 $q$  は流量であり、

$$q = h \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3.22)$$

と表される。

侵食・堆積速度  $i_b$  を用いると、河床の連続式は以下のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \quad (3.23)$$

流砂の連続式は、

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu'}{\partial x} + \frac{\partial Chv'}{\partial y} - i_b C_* = 0 \quad (3.24)$$

と表される。ここに、 $u'$  :  $x$  方向の土砂濃度の輸送速度、 $v'$  :  $y$  方向の土砂濃度の輸送速度であり、河床の横断勾配の影響を考慮して、次のように計算する。

Fig. 3.12 に示すように主流方向に  $s$  軸、これと直交する方向に  $n$  軸をとり、 $s$  軸が  $x$  軸となす角を  $\beta_1$  とすると、

$$\beta_1 = \arctan \frac{v}{u} \quad (3.25)$$

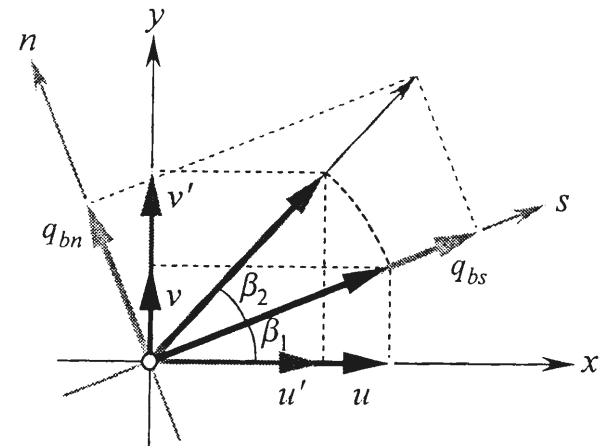


Fig. 3.12 Schematic presentation of velocity modification due to the transverse sediment transportation.

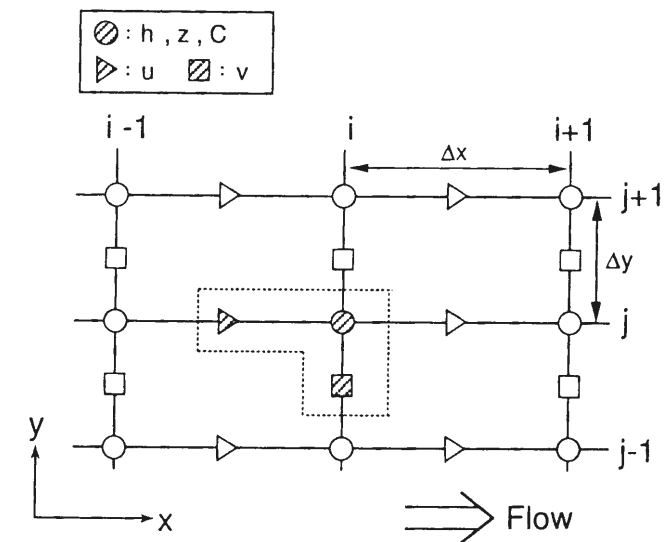


Fig. 3.13 Arrangement of computational points.

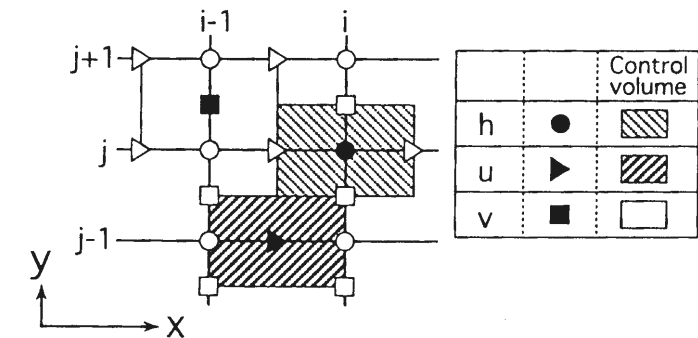


Fig. 3.14 Control volumes for calculation of velocities and water surface elevation.



と表される。2 次流の影響が小さいとすると、 $n$  軸方向の流砂量  $q_{bn}$  は長谷川の式<sup>12)</sup>を用いて、

$$q_{bn} = -q_{bs} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \quad (3.26)$$

と表される。ここに、 $q_{bs}$  :  $s$  軸方向の流砂量である。いま、上式の根号の値を一定値  $K$  とすると、流砂の向きが  $s$  軸となす角  $\beta_2$  は、

$$\beta_2 = \arctan \left( -K \frac{\partial z}{\partial n} \right) \quad (3.27)$$

となる。横断方向流砂量が流砂量の総量に変化を与えないと考えると、 $u', v'$  はそれぞれ以下のように表される。

$$u' = \sqrt{u^2 + v^2} \cos(\beta_1 + \beta_2) \quad (3.28)$$

$$v' = \sqrt{u^2 + v^2} \sin(\beta_1 + \beta_2) \quad (3.29)$$

以上の支配方程式を 2. 4. 2 と同様にスタッガードスキームを用いて差分化することにより、流砂・河床変動の数値シミュレーションが可能となる。各計算点の配置を Fig. 3.13 に示し、 $u, v, h$  のコントロールボリュームを Fig. 3.14 に示している。2 章で示された方法<sup>4)</sup>と同様に、流れの計算において移流項は風上差分、それ以外は中央差分としている。

本計算においては水面上に砂州が出てくる過程（いわゆる浮き州の形成）を再現する必要がある。そこで、2. 4. 4 と同様に、以下のような条件を設定している。

まず、流速  $u, v$  の計算が終わったあとで、水深が閾値より小さくなっている地点を検出し、その点の周りの  $u, v$  のうち流出する方向にあるものについてはこれを 0 としている。今回、閾値は 0.1cm としている。これと同時にその流速を 0 とした分に相当するよう水深を補正している。また、ドライベッド上に流れのフロントが進行することに対応するため、流速の計算時にその後方の水深が閾値より小さいときにはこの流速を 0 としている。以上のような対応により、浮き州となっている地点にも仮想的に閾値に等しい水深が与えられていることになる。これは水深が小さくなって計算が発散することを抑えるためにとられた処置である。

また、河床勾配が急になると崩壊が発生することが考えられる。河床変動量の計算が終わった時点で、河床勾配が  $30^\circ$  以上となる地点を検出し、最急勾配方向に勾配が  $30^\circ$  となるよう土砂を移動させている。

### 3. 3. 3 数値シミュレーションモデルの水路実験への適用

本モデルの妥当性を検証するため、3. 2. 2 と同様に 1 章に示された水路実験 (RUN-A) に対してモデルの適用を図る。計算に用いた初期河床形状を Fig. 3.15 に示している。計算領域の全長は 10m、幅は 1m であり、初期河床縦断勾配は実験条件にあわせて 1/20 としている。使用砂の粒径は 2mm としている。

水路の上流域には中心線に沿って幅 20cm、深さ 3cm の水みちを持つスロープ（固定床）が設けてある。これは、たとえ上流端付近で河床変動が生じて、スムーズに土砂と水が移動床部へと流入することを狙った措置であり、水路実験においても採用されている。スロープの縦断勾配は 1/5.88 である。

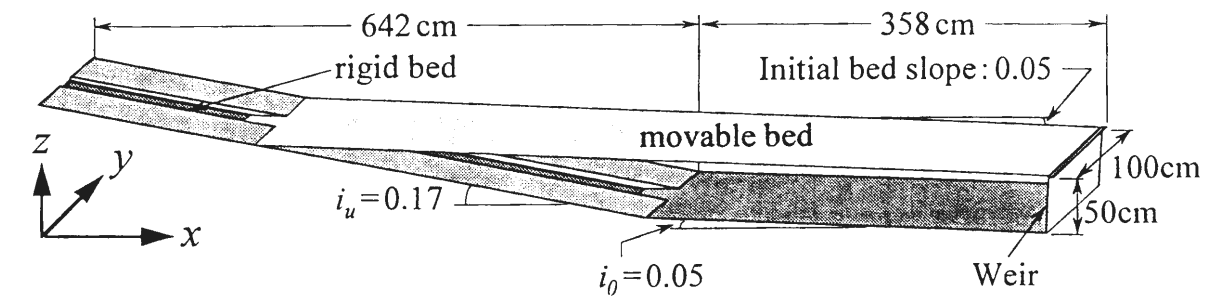


Fig. 3.15 Initial bed profile employed for computation of braided channel processes.

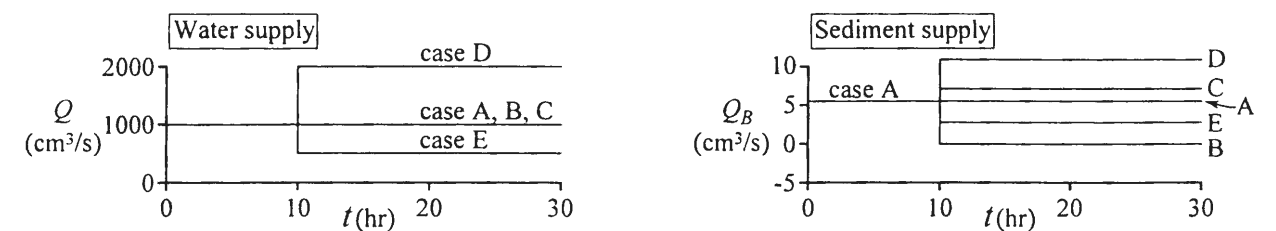


Fig. 3.16 Water and sediment supply conditions in the numerical experiments.

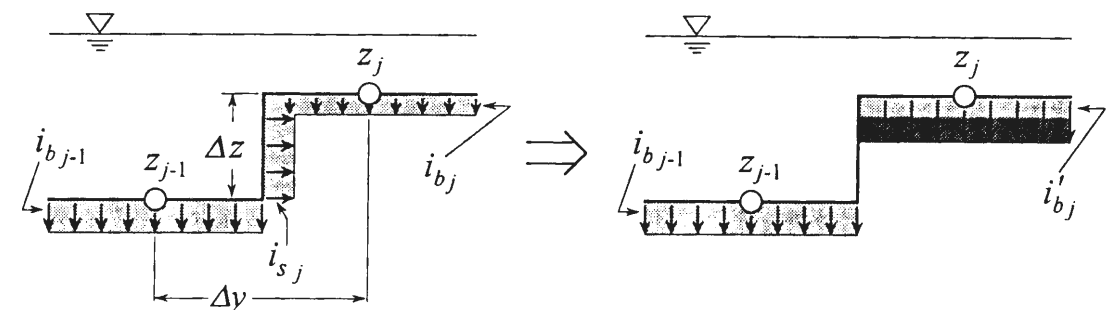


Fig. 3.17 Modification of the erosion velocity on the laterally inclined bed.

水路実験では、下流端に初期河床と同じ高さを持つ水平な堰が設けられている。これに対応するため、最下流にある 1 メッシュの固定床を、移動床高さの初期値から 2cm 低い位置に設定した。当初、移動床の初期値と同じ高さに固定床を設定したところ、下流付近の数メートルの区間で水みちが形成されにくくなることがわかった。しかし、実験では堰の上流側に局所洗掘が生じ、堰のごく近くまで水みちが形成されていた。そこで、計算においても下流端の固定床の位置を下げることで、最大 2cm まで侵食を許すことにしたのである。

水路上流端では Fig. 3.16 に示すような流量と流砂量を与えている。case A は定常な給砂・給水条件のもとで、平坦床から網状流路が発生・発達するプロセスを見ようとするケースである。case B～E では、網状流路が十分に発達したと思われる case A の  $t=10\text{hr}$  の時点を初期条件として、給水量や給砂量の条件を変えた場合の計算を行っている。

計算格子のサイズは縦断方向に 5cm、横断方向に 2cm とし、計算の時間間隔は 0.01 秒としている。マンニングの粗度係数は 0.02、無次元限界掃流力は 0.05、堆積土砂の容積土砂濃度は 0.6 としている。

侵食係数は0.6、堆積係数は1.0としているが、水深が小さくなると急激に堆積速度が増大するという実験結果を反映させるため、水深が5mm以下の点では堆積係数を10.0としている。また、局所的な水深と流速を用いて式(3.13)および式(3.14)から河床せん断力の算定を行い、これに基づいて平衡土砂濃度や侵食速度を求めると、水際付近のように局所的な河床勾配が大きい領域では、侵食速度が実際よりもかなり小さくなることが判明した。これは、鉛直方向の侵食だけを考え、水平方向の侵食を考慮していないことによるものと考えられる。そこで、Fig. 3.17に示すように、水平方向の侵食速度 $i_s$ を考え、鉛直方向の侵食速度 $i_b$ に補正を加えることにした。隣接する河床計算点の河床高さの差を $\Delta z$ とし、河床計算点間の距離を $\Delta y$ とすると、補正後の侵食速度 $i'_b$ は、

$$i'_b = i_b + \frac{\Delta z}{\Delta y} i_s \quad (3.30)$$

と表される。ただし、水平方向の侵食速度 $i_s$ は隣接する計算点における鉛直方向の侵食速度 $i_b$ に等しいものと仮定している。

### 3.3.4 網状流路の流路変動と流砂量変動に関する計算結果と考察

Fig. 3.18には、case Aにおける河床のコンターと流速分布とが示されている。Fig. 3.19には、case A～Eにおける下流端流出土砂量の時間的変動が、給砂量（点線）と併せて示されている。横断方向に平坦な初期河床に対して、定常的な給砂・給水を行うことにより、河道内に複数の水みちが発生し、それらが分裂・合流を繰り返していることが分かる。このような網状流路の発生・変動プロセスは、1章に示した水路実験の結果を比較的良好に再現しているといえよう。しかしながら、計算の結果として得られる流路形状そのものは、水路実験の結果と一致しているわけではない。そこで、この理由について若干考察してみる。

網状流路においては、局所的な砂粒子の停止や移動がきっかけとなって、水みち規模、あるいは河道全体におよぶ変動が生じている。それゆえ、長期にわたる流路・河床形状の予測は原則的に不可能である。なぜなら、流路変動現象はまさにカオスであり、初期条件のごくわずかな違いが、時間の経過に伴い大きな状況の差を生み出してしまいうからである。3.3.2に示したように、この2次元モデルでは変数間の関係はすべて確定的に与えていて、確率的な関係付けは全く行っていない。しかしながら、流砂と河床形状および水の流れがそれぞれ相互に影響しあうために、たとえ変数相互の関係が確定論的であっても、それらの関係から生み出される結果は、必ずしも確定的なものとはならないのである。計算結果としての流路形状は、無限に存在する状況のほんの一例にすぎず、たとえば1メッシュの初期河床の高さをごくわずかに変化させるだけでも、 $t=30\text{hr}$ における流路の形状は全く違ったものとなるであろう。これは水路実験においても同様であり、数値計算以上に初期条件を同一にすることは難しいから、長時間経過した場合の現象の再現性は全く無いといえる。

上述のように、本モデルを用いて網状流路の長期にわたる変動過程を「定量的」かつ「確定的」に再現できないことは明白である。しかしながら、もう少し漠然とした意味で「定量的」な将来予測を行うためには有効な手法であると考えられる。なぜなら、特定の時刻、場所における流砂量等を確定することはできないものの、わずかに異なる初期条件のもとで同じ計算を繰り返

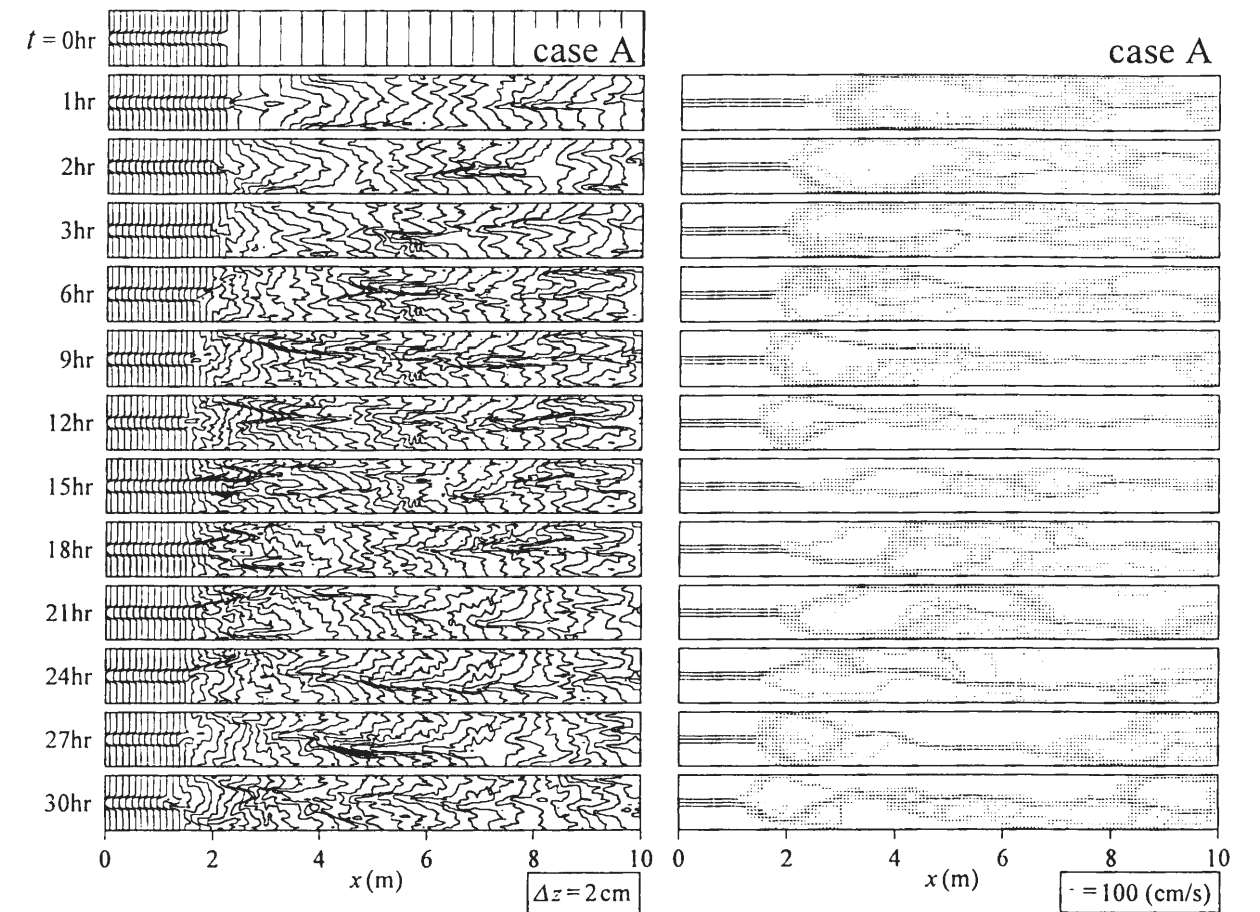


Fig. 3.18 Contour lines of the bed surface and the velocity distribution obtained in case A.

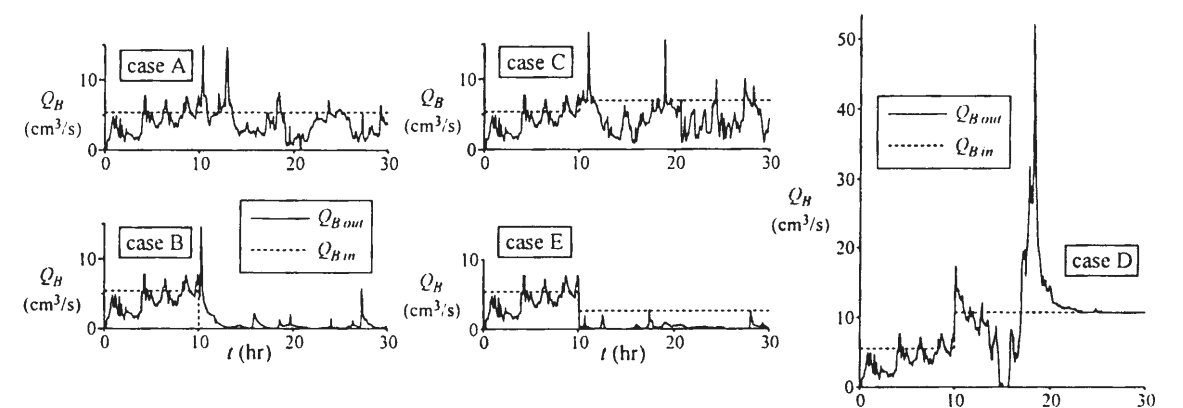


Fig. 3.19 Temporal variation in the sediment discharge calculated by the present model.

すことにより、どの程度の範囲で流路本数や流砂量変動し、その平均値や変動周期はどれくらいか、といったことが「定量的」に把握できるからである。Fig. 3.20に流出土砂量の時間的変動に関するcase Aの計算結果と水路実験の結果とを示し、Fig. 3.21に水面幅の時間的変動に関するcase Aの計算結果と水路実験の結果とを示している。Fig. 3.21の $x$ の値が計算値と実験値で異なっているのは、両者の原点が $x$ 方向に2mずれているためである。Fig. 3.20を見る

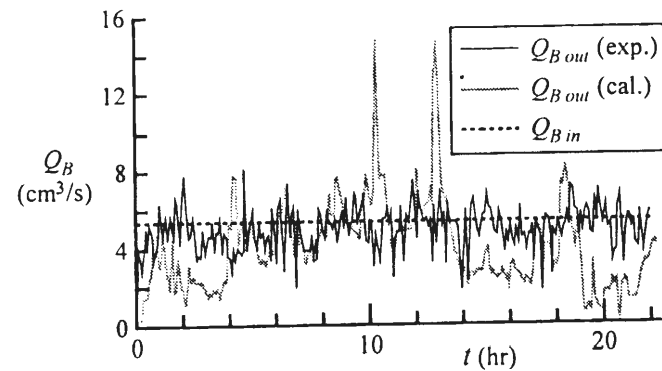


Fig. 3.20 Comparison between the calculated sediment discharge in case A and the experimental result.

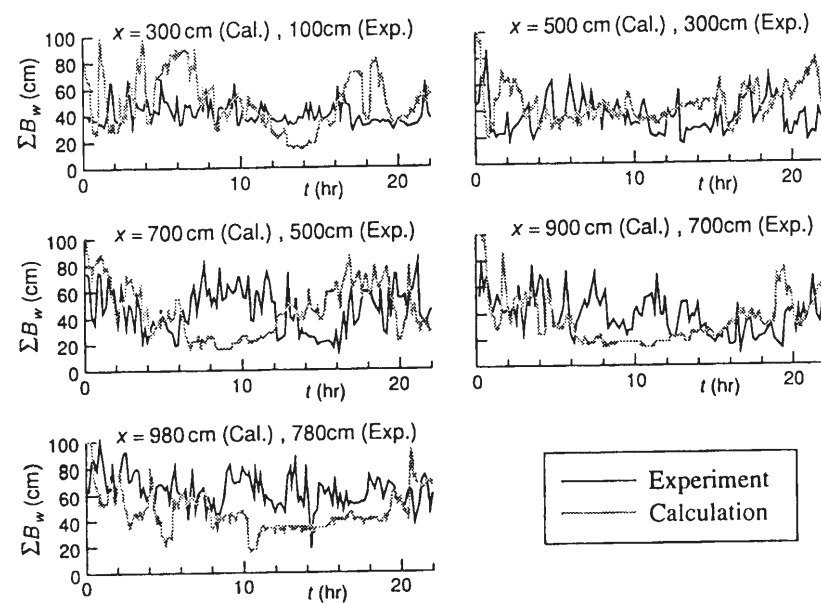


Fig. 3.21 Comparison between the calculated width of water surface in case A and the experimental result.

と、 $t=10.3\text{hr}$ と $t=12.9\text{hr}$ の計算値に現れる流出土砂量のピークを除けば、その変動周期や変動範囲において両者は比較的良好に一致していると言える。また、Fig. 3.21に示された各断面の水面幅を見ても、両者の変動範囲や平均値はよく一致しているといえよう。このような情報は、河川を維持管理する上で、重要な役割を果たすことが期待できる。

次に、網状流路が十分に発達している河道において、土砂や水の流入条件の変化が流路変動過程や流砂量に及ぼす影響に関して、case B～Eの結果を基に考察してみよう。case B～Eはいずれもcase Aの $t=10\text{hr}$ の河床形状を初期条件としている。Fig. 3.16に示したように供給流量や流砂量をcase Aとは異なる条件に設定して、 $t=10\text{hr}$ 以降の計算を行った。Fig. 3.22にはcase B～Eにおける河床のコンターと流速分布とが示されている。

Fig. 3.19やFig. 3.22をみると、供給流量は変化させずに供給流砂量を0としたcase Bでは、急速に流路の縦侵食が進み、水みちは固定化し、流出土砂量は0に漸近している。これに対し、流砂量のみをわずかに増加させたcase Cでは、case Aよりも水みちは活発に変動し、水み

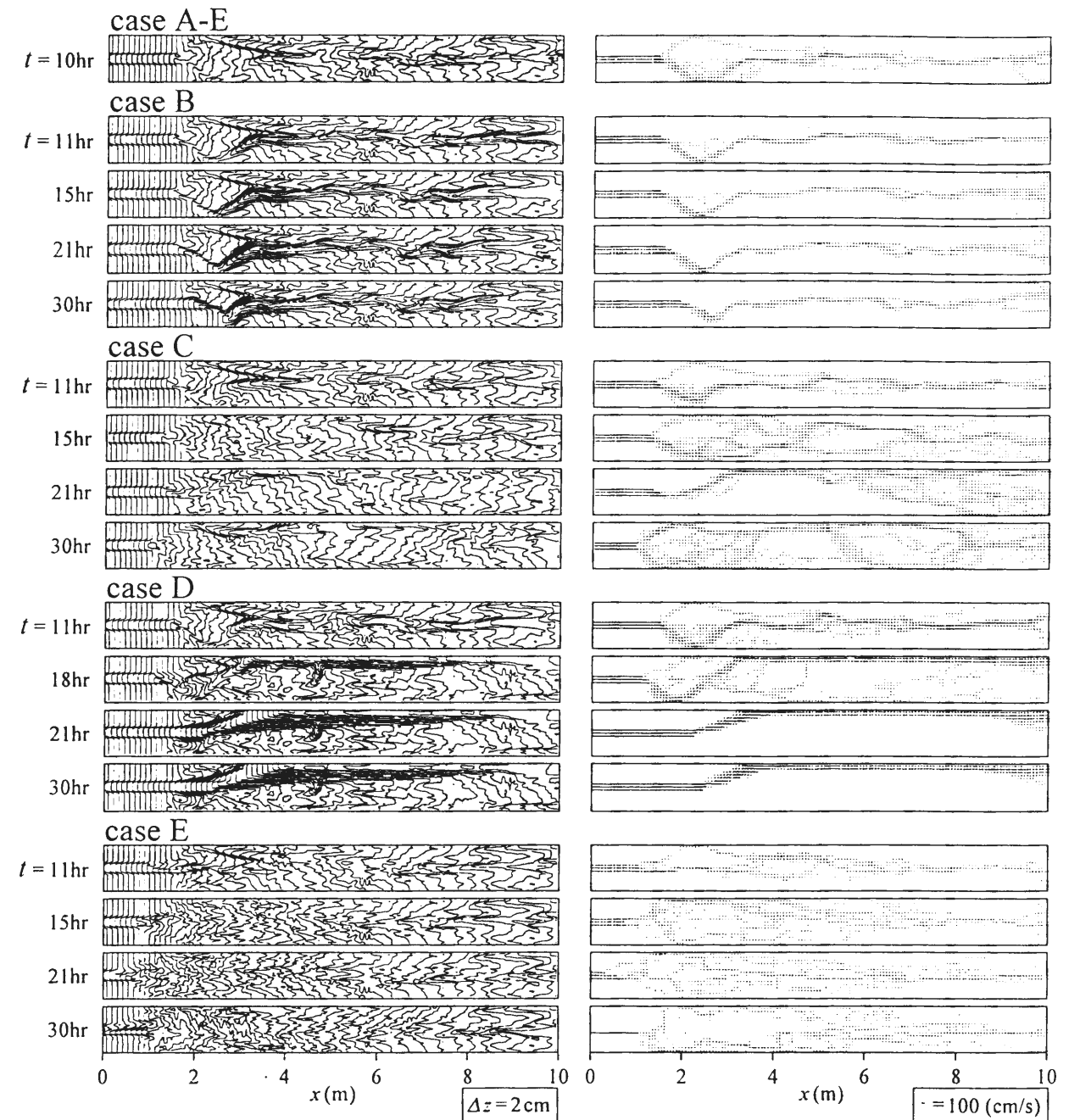


Fig. 3.22 Contour lines of the bed surface and the velocity distribution obtained in cases B-E.

ち本数も case A に比べ若干多くなっていることが分かる。供給流量と供給流砂量とともに 2 倍にした case D においては、水みち本数は徐々に減少し、水路側壁に沿った 1 本の水みちが形成された直後に流出土砂量はピークをむかえている。その後、水みちは次第に深くなり、流出土砂量が供給土砂量と釣り合う状態になっている。給流量と供給流砂量とともに半減した case E においては、堆積過程が長く継続し、数多くの細い流路が形成される。これらのことから、堆積が進む状況下では水みち本数が多くなる傾向があること、流入条件のわずかな変化が流出土砂量の大きな変化に結びつく可能性があることなどが明らかになったといえよう。

3. 4 まとめ

本章では、流量、河床砂の特性、地形勾配、河道幅が与えられたときに、河道内部に形成される流路の形態や流砂量を予測するために、2 通りの方法を提案した。また、水路実験への適用を通じてモデルの妥当性の検証を行うとともに、水路幅が土砂流出に与える影響や上流からの水や土砂の流入条件の変化が流出土砂量に及ぼす影響に関して考察した。得られた成果と問題点を要約すると以下のようである。

水みちの長さを用いて比較的簡便に流路網のパターンを予測する方法

- (1) 水みちを表す「線」と、分岐点や合流点を表す「点」を用いることにより、様々な条件下における流路網を比較的簡便に計算できる。
- (2) 予測された流路網における流砂量を求め、適当な位相速度で時間的変動に変換すると、網状流路における流砂量変動に関する実験値を再現することができた。
- (3) 河道幅を種々変化させて、流路網のパターンや流砂量を調べたところ、河道幅が大きくなるほど水みちの本数が増え、平均的な流砂量が減少することが分かった。
- (4) 本モデルでは水みちの幅に関する考察が行われていない。すなわち、水みちはあくまで幅のない「線」として考えられているため、小さな水みちが多数現れた場合などに問題が生じるおそれがある。
- (5) 本モデルでは流砂量の空間的な分布は計算できるが、流砂量の時間的変動を得るためには、流路網の位相速度が必要となる。

2 次元浅水流モデルを用いて網状流路の変動を予測する方法

- (6) 掃流砂を対象とした一様砂礫床の侵食・堆積速度式を提案し、2 次元浅水流モデルと組み合わせることにより、2 次元の流路変動に関するシミュレーションモデルを開発した。
- (7) 平坦床からの網状流路の発生・発達過程に関して数値シミュレーションモデルを適用した結果、水みちの発生・分裂・合流といった過程が再現可能であることが判明した。
- (8) 2 次元モデルによって計算された流砂量の平均値や変動範囲あるいは変動周期は水路実験の結果とある程度一致した。
- (9) 網状流路が形成されている領域に対し、上流からの土砂や水の供給条件を少し変化させると、流出土砂量が大きく変動する可能性があることが示唆された。

参考文献

1) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之：網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報，第 33 号 B-2，1990，pp.241-260.

2) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・寺西直之：網状流路における混合砂礫の分級と流路変動，京都大学防災研究所年報，第 34 号 B-2，1991，pp.247-260.

3) 高橋 保・江頭進治・里深好文・Pang Bing Dong・矢島英邦：網状流路の形成過程に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 36 号 B-2，1993，pp.451-464.

4) 里深好文・高橋 保・江頭進治：漸拡水路における河床変動に関する研究，水工学論文集，第 39 巻，1995，pp.671-676.

5) 里深好文・高橋 保：網状流路のパターンおよび土砂輸送予測シミュレーション，水工学論文集，第 42 巻，1998，pp.1111-1116.

6) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206 号，1972，pp.59-69.

7) 道上正規・藤田正治・日下部重幸：水みちの発生・発達過程の実験とシミュレーション，水工学論文集，第 39 巻，1995，pp.613-618.

8) 高橋 保・里深好文：網状流路の流路変動に関する数値シミュレーション，京都大学防災研究所年報，第 42 号 B-2，1999，pp. 189-200.

9) 高橋保・里深好文・奥村裕史：山地河川の流路変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 39 号 B-2，1996，pp. 321-332.

10) 高橋保・中川一・里深好文・奥村裕史・安本大地：混合砂礫床の侵食過程に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 41 号 B-2，1998，pp. 237-252.

11) 高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，新砂防 44-3，1991，pp. 12-19.

12) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.

# 4 章 河道内の巨石が流路変動に及ぼす影響に関する研究

## 4.1 概 説

前章までにおいて、水みちの存在下で堆砂域内の全ての粒子が移動可能な条件のもとでの流路変動に関する研究<sup>1)~5)</sup>を行ってきた。ところで、実際の河道には大規模な出水時に上流から運搬されたり、河岸の崩壊・落石等によって供給された巨石（岩石）が存在しており、全ての粒子が移動可能という状態でない場合が多くみられる。これらの巨石は流路変動・流砂量変動に大きな影響を持つと考えられる。すなわち、巨石の配置状況（存在間隔、相対位置、粒子径など）によっては水みちの横断方向の変化が制約される（水みちが固定される）ことが考えられ、これは流砂量に大きな影響を与えることが予測される。

本章では、複数の水みちが形成されるような条件下での流路変動に対して、河道内に存在する巨石が及ぼす影響を明らかにすることを目的として、次のような検討を行う。1章で示されたように、複数の水みちが横断方向に変動するような場（いわゆる網状流路）においては、水みちは拡幅・分裂・集中を周期的に繰り返していることが明らかになっている。そこで、水みちの側岸に巨石を適当な間隔で配置したときに、水みちの拡幅・分裂の過程にどのような違いが現れるかを調べるために、水路実験<sup>6)</sup>による検討を行っている。ついで、より一般的な考察に役立つと考えられる、巨石が側岸に存在する水みちの拡幅・分裂過程を表現しうる数値シミュレーションモデルの開発を行い、水路実験への適用を図っている。

## 4.2 巨石が存在する場における流路変動に関する水路実験

### 4.2.1 実験条件・方法

巨石が流路変動に及ぼす影響を検討するため、水みち側岸に巨石が等間隔に存在する場における流路変動に関する水路実験を行う。巨石の粒径、配置間隔、配置方法といった条件を変化させて、水みちの拡幅・分裂がどのように抑制されるか（水みちが固定されるか）を検討している。

実験に使用した水路の概略図が Fig. 4.1 に示されている。水路は全長 12m、幅 1m、片面ガラス張りの矩形断面鋼製水路である。水路勾配はすべての実験ケースにおいて 0.0477 としている。実験には Fig. 4.2 に示されている粒度分布を持つ混合砂礫を用いた。その平均粒径は 2.13mm、標準偏差は  $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 4.20$  である。水みちの両側岸には巨石のモデルとして Table 4.1 に示すような礫を配置している。

実験に混合砂を用いた理由としては、まず、浸透流の影響を小さくすることが挙げられる。1章において示されたように、一様な粒径の砂礫を用いた場合、浸透流として流路内から消失する量が無視できないほど大きくなることが問題となっていた<sup>1)</sup>。比較的細かい粒子が含まれる河床材料を用いることにより、この問題を解決することができた。また、側岸の侵食が比較的ゆるやかに起こることも利点の一つであった。

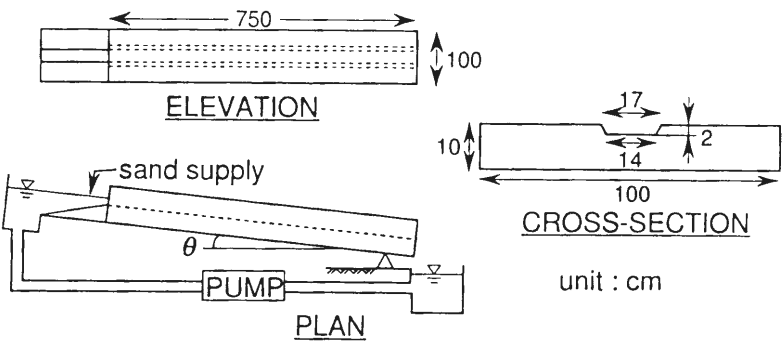


Fig. 4.1 Experimental flume and initial bed form.

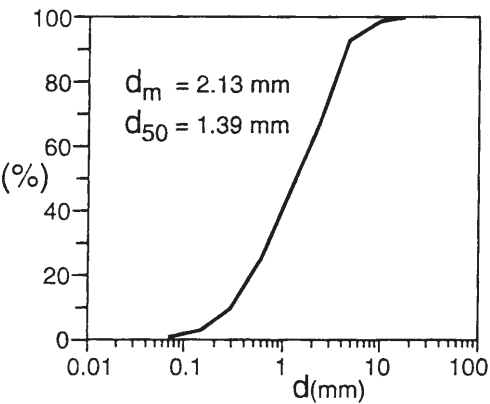


Fig. 4.2 Grain size distribution of sand used in the experiment.

Table 4.1 Diameter of gravels set along the stream channel banks

Gravel	Diameter (cm)
L	5.17
M	4.11
S	3.01
LL	7.59

実験の開始に先立ち、スクレーパーを用いて水路中央に深さ 2.0cm、底面幅 14cm の台形型の水みちを形成した (Fig. 4.1 参照)。初期状態の水みちの横断形状を決定するために予備実験を行い、水みちが 1 本に集中し、河床変動が比較的緩やかになったときの横断形状を参考にして、初期河床形状を決定した。巨石のモデルである礫の配置法としては、Fig. 4.3 のようにつがい配置 (Parallel Type) と、ちどり配置 (Zigzag Type) の 2 通りとした。これは巨石の相対的な位置関係によって生じる差異を考察するためである。各ケースにおいて礫の配置間隔は一定であり、水路上流端から 0.5m~7.5m の区間で左右両岸に並べている。水路上流端から 0.5m までの区間には、左右 5ヶずつ計 10 コの大粒径の粒子を並べて、水路上流端付近で流路変動をおこさせないようにしている。給砂はこの区間において、極端な河床低下・上昇が起こらない程度に適宜行っている。

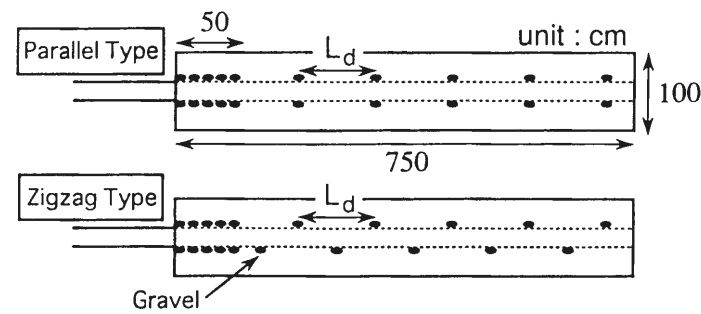


Fig. 4.3 Arrangement of gravels set along the stream channel banks.

Table 4.2 Experimental conditions

Run No.	$\tan \theta$	$d_m$ (cm)	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Q_b$ (cm <sup>3</sup> /s)	Gravel		
					Size	Type	$L_d$ (cm)
N-0	0.0477	0.213	690	4.21	L	Parallel	
L-20			680	5.63			20
L-30			708	5.59			30
L-40-1			665	2.57			40
L-40-2			640	4.85			40
L-50-1			668	5.52			50
L-50-2			677	4.42			50
L-60-1			708	5.43			60
L-60-2			730	5.03			60
M-30			658	5.46	M	Parallel	30
M-40			688	4.80			40
M-50-1			738	4.96			50
M-50-2			697	4.63			50
M-60			737	4.99			60
S-20			658	5.06	S	Parallel	20
S-30			645	4.63			30
S-40			615	4.26			40
TL-30			608	4.41	L	Zigzag	30
TL-40			693	4.90			40
TL-50-1			678	4.74			50
TL-50-2			693	4.41			50
TL-60-1			664	4.26			60
TL-60-2			690	4.84			60
TL-70			673	4.66			70
LL-60			725	4.46	LL	Parallel	60

実験条件を Table 4.2 に示している。ここで、 $\tan \theta$  は水路勾配、 $d_m$  は使用砂の平均粒径、 $Q$  は流量、 $Q_b$  は給砂量、S, M, L, LL の文字はそれぞれのケースで用いられた礫のサイズを示している。 $L_d$  は礫の配置間隔である。実験中、水路上部より 6 分間隔でカメラ撮影を行っている。このとき水路の上流から染料（ローダミン）を流し、水際が鮮明になるようにした。

実験データは上記の写真をもとに、以下のような方法で計測された。

1. 水みち幅  $B$  は、兩岸に礫のない場所で、かつ、安定した流れを形成している地点から読みとられた。
2. 蛇行波長  $\lambda$  は、左右どちらかに振れだした流路が水路中心線に戻ってくるまでの長さを求め、これを半波長  $\lambda/2$  として求めている。
3. 流路の横断方向への変動量  $dB$  として、上流端から 4m 下流の地点における水みち側岸の横断方向への移動距離を測っている。

#### 4.2.2 流路変動に関する実験結果

まず、前述の水みち幅  $B$  に関する計測結果を Fig. 4.4 に示している。図中の実線は 1 章に示された水みち幅の推定式<sup>1)</sup>であり、

$$B = \alpha \left( \frac{Q}{\sqrt{g d_i}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

である。ここに、 $Q$  は流量、 $g$  は重力加速度であり、粒径  $d$  には平均粒径  $d_m$  を用いている。 $i$  はエネルギー勾配であり、ここでは水路勾配を与えている。また、係数  $\alpha$  は 1.4 としている。これを見ると、この推定式により水みち幅がほぼ推定可能であることが分かる。

つぎに、蛇行波長  $\lambda$  に関する実験結果を Fig. 4.5 に示している。これを見ると、側岸に配置された礫の影響からか、データに若干のばらつきが見られるものの、 $\lambda$  はほぼ水みち幅  $B$  の 10~15 倍程度の値となっていることがわかる。

続いて、水みちの横断方向への変動量  $dB$  と経過時間  $t$  との関係を Fig. 4.6 に示している。これを見ると、水みちがほとんど変動せず安定しているケースと、ある時刻において急激に変動するケースがあることが分かる。安定した水みちが形成されたケースでは、その断面形状は初期の水みちの横断形状とよく一致していた。

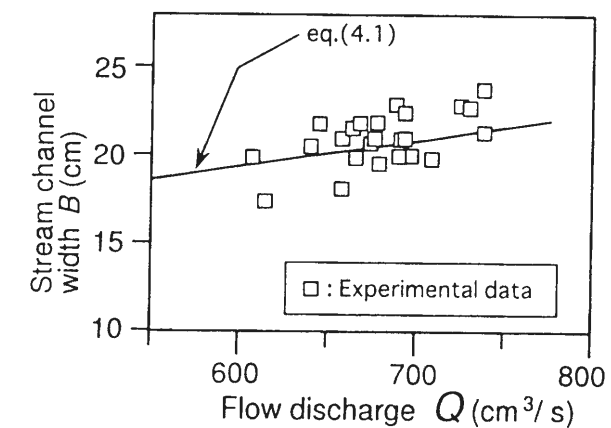


Fig. 4.4 Relationship between the stream channel width and the flow discharge.



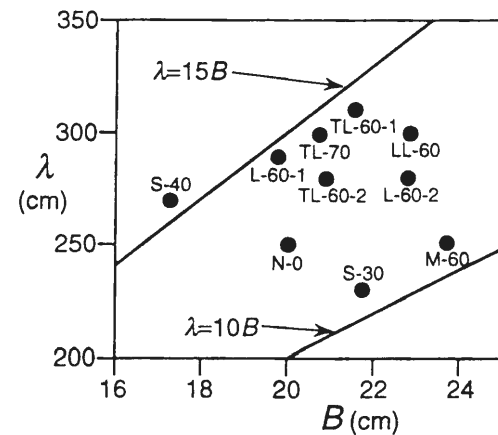


Fig. 4.5 Wave length of meandering channel obtained from flume tests.

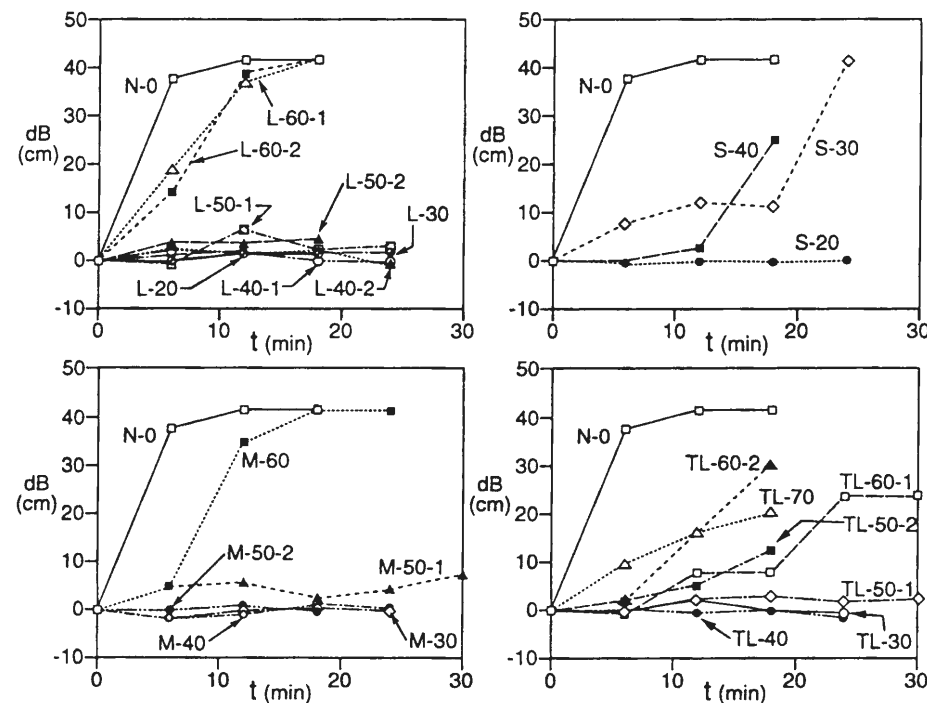


Fig. 4.6 Transverse shift of the channel bank with time.

Fig. 4.6 を詳しく見てみると、礫の配置間隔  $L_d$  が小さい場合に水みちが固定されていることがわかる。例えば、サイズ L、サイズ M の礫を用いた実験においては  $L_d=50\text{cm}$  と  $L_d=60\text{cm}$  との間に水みちが固定されるか否かの境界が存在している。水みちが変動する限界となる配置間隔  $L_d$  の値が礫のサイズに関わらずほぼ一定であることは、より大きな礫 LL を用いたケースの結果からもうかがえた。ただし、粒子径が小さいサイズ S のケースにおいては、 $L_d=20\text{cm}$  と  $L_d=30\text{cm}$  の間に水みちの変動の境界が存在している。これらのことから、水みちが固定されるかどうかの境界となる礫の配置間隔は、礫の粒子径が小さいときには粒子径に依存し、礫の粒子径がある程度より大きい場合には粒子径に関係なくほぼ一定であるということが予想される。

今回の実験において、礫の配置法が「つがい配置」である場合と「ちどり配置」である場合とで、水みち変動の境界となる  $L_d$  の大きさに顕著な違いは見られなかった。しかし、それぞれの変動過程には若干の相違があり、それについては次節で説明している。

### 4.2.3 水みち変動のプロセス

本実験において水みち側岸に配置される礫のサイズが M, L である場合、 $L_d=60\text{cm}$  と  $L_d=50\text{cm}$  の間に水みちが変動するかどうかの境界が存在することが明らかになった。その境界を規定している要因が何であるかを見るために、水みち兩岸に礫が配置されている場合の水みち変動のプロセスについて考察してみる。

まず、礫の配置がつがい配置となっているケースの水みち変動のプロセスを Fig. 4.7 を用いて説明してみよう。通水開始直後から礫と礫の間の側岸の侵食が進み、図中 A の様に水みちの拡幅が起こる。このとき、礫の配置間隔  $L_d$  が大きければ大きいほどその拡幅の程度は大きくなり、図の A から B の状態になる。拡幅の程度が大きくなると水深が浅くなり、掃流力が小さくなるため水みち中央部 C 地点に土砂が堆積し、やがて浮き州が現れる。それと同時に礫の下流側 D 地点にも堆積が生じてくる。やがて水みちは E, F へと分裂し、その後、流路は選択的な発展をして、E, F のどちらかが主流となっていく。これとは逆に、水みちが固定されるケースにおいては、 $L_d$  が小さく側岸に配置された礫の裏側に水の流れが至らないために、水みちはそのまま固定される。

次に、礫の配置がちどり配置となっている実験ケースについて説明する。ちどり配置の方は様々な形態で水みちが変動しており、なかなかそのプロセスをまとめるのは難しいが、半数以上のケースが以下に示すような変動のプロセスとなっていた。Fig. 4.8 を用いて説明すると、まず、礫間の側岸侵食が進み、側岸の平面形は a, b のようになる。そのうち、最も激しく侵食の起こった a の部分の流れが礫の裏側に回り込む。その後、b の部分の側岸侵食が止まり、a は一気に外へと拡幅し、c の領域に土砂が堆積する。こうして水みちは元の水みちと d とに分裂する。それに伴って、c 部の堆積はより一層進み、分裂した水みちは、やがて選択的な発展をし、どちらかが主流となる。水みちが固定されたケースでは、つがい配置の場合と同様に、水みちの拡幅量が小さく、水の流れが礫の裏側に回り込まないために、水みちは変動しない。

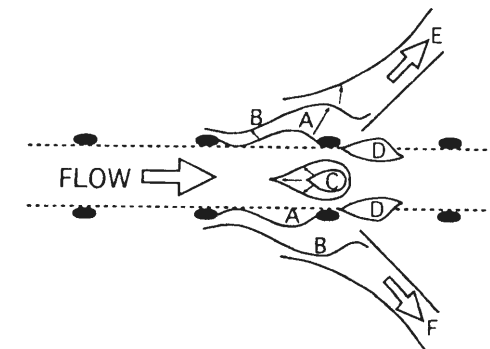


Fig. 4.7 Schematic sketch of the channel variation in case of parallel type deployment of gravels.

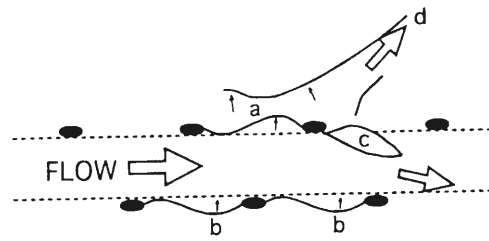


Fig. 4.8 Schematic sketch of the channel variation in case of zigzag type deployment of gravels.

### 4.3 2次元浅水流モデルによる流路・河床変動シミュレーション

#### 4.3.1 流路・河床変動シミュレーションモデル

前節の水路実験に基いた解析により、水みち側岸に巨石がある限界値より小さな間隔で存在した場合、水みちが固定されることが確認されたが、この現象をより一般的に解明し、巨石の影響を評価することを目指して、3.3に示した2次元数値シミュレーションモデル<sup>6),7)</sup>の適用を試みた。

本章の河床変動の計算においては平衡流砂量式を用いた下記のモデルを用いており、侵食・堆積速度を用いた前章のモデル（式(3.18)～式(3.29)）とはこの点で異なっている。

まず、流砂の連続式は次の式で表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right\} = 0 \quad (4.2)$$

ここに  $z$  は河床位、 $\lambda$  は砂の間隙率、 $q_{bx}$ 、 $q_{by}$  はそれぞれ  $x$  軸、 $y$  軸方向の単位幅流砂量であり、それぞれ以下のように表される。

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bs} - \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bn} \quad (4.3)$$

$$q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bs} + \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bn} \quad (4.4)$$

ここに、 $q_{bs}$  は流線方向の単位幅流砂量であり、芦田・道上式<sup>8)</sup>（式(3.20)）を用いて算定される。 $q_{bn}$  は流線に垂直な方向の単位幅流砂量であり、これは長谷川<sup>9)</sup>の式（式(3.26)）により計算される。

#### 4.3.2 水路実験への適用

上記モデルを水路実験に適用するにあたり、Fig. 4.9に示すような境界条件を設定している。まず、上流端においては流量一定、および横断方向流速  $v = 0$  を与え、下流端では  $x$  方向の河床勾配が一定値を保つものとしている。また水路左右岸で横断方向流速  $v = 0$ 、及び横断方向流砂量  $q_{by} = 0$  とし、水面勾配、河床勾配をともに0としている。

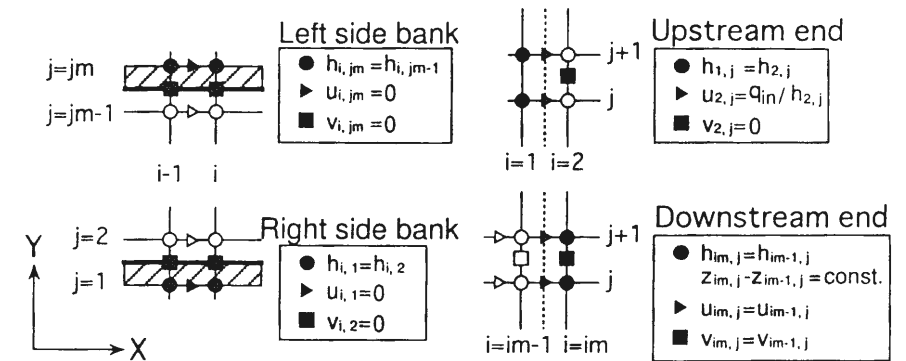


Fig. 4.9 Boundary conditions employed for the numerical simulation.

Table 4.3 Computational conditions

	$Q_{in}$ (cm <sup>3</sup> /s)	$d$ (cm)	$\tan \theta$	$L_0$ (cm)	$L_1$ (cm)	$B_r$ (cm)	$\tan \theta_w$	$B_w$ (cm)	$z_w$ (cm)	$L_d$ (cm)
Case A	700	0.23	0.0477	100	195	39	1.333	14	2.0	—
Case B										40

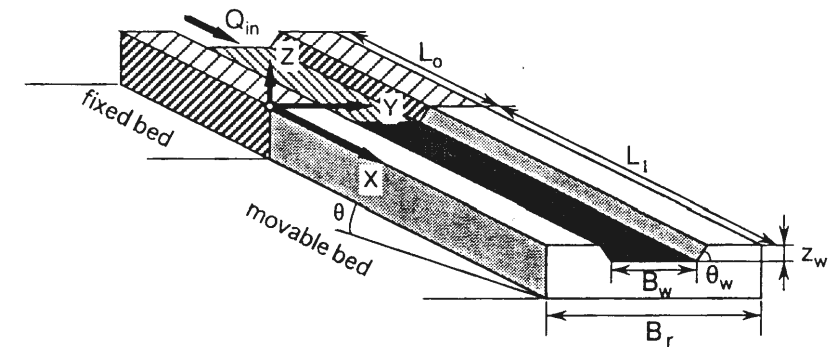


Fig. 4.10 Initial bed morphology for the computation.

本計算において、上流端から  $x=100\text{cm}$  までの区間を固定床領域としている。これは上流端で与えた流れが安定化するのに必要な区間であり、ほぼ等流状態の流れを形成させた後、移動床区間へと流入させることを目的として設けられたものである。また、給砂量としては  $x=100\text{cm}$  の地点で計算される流砂量を与えられている。

流下方向格子幅  $\Delta x$  は  $5.0\text{cm}$ 、横断方向格子幅  $\Delta y$  は  $1.0\text{cm}$  とし、 $\Delta t$  は  $0.01$  秒としている。マンニングの粗度係数  $n_m$  は  $0.025$  としている。

計算条件を Table 4.3 に示している（表中の変数は Fig. 4.10 参照）。計算に用いた初期河床形状が Fig. 4.10 に示されている。Case A は水路実験 N-0 に対応するケースであり、礫を配置しないケースである。Case B は水路実験 L-40 に対応するケースであり、 $40\text{cm}$  間隔で  $x$  方向 1 メッシュ ( $5\text{cm}$ )  $y$  方向 3 メッシュ ( $3\text{cm}$ ) 分の河床を侵食・堆積が起こらないよう設定している。各ケースの河床変動を計算しない領域ならびに計算点が Fig. 4.11 に示されている。



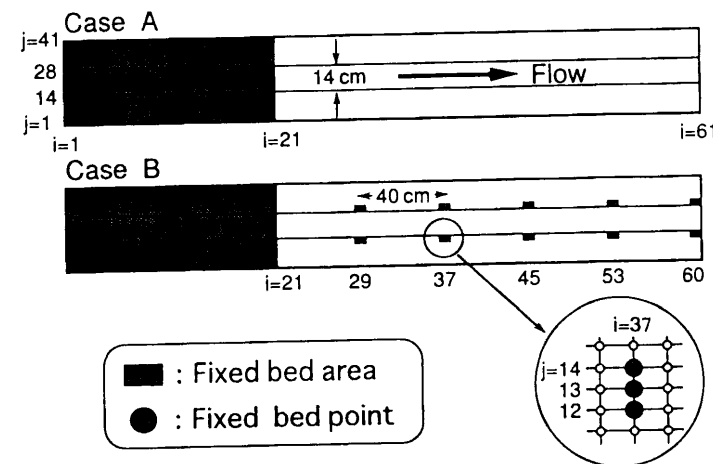


Fig. 4.11 Arrangement of fixed bed area and points.

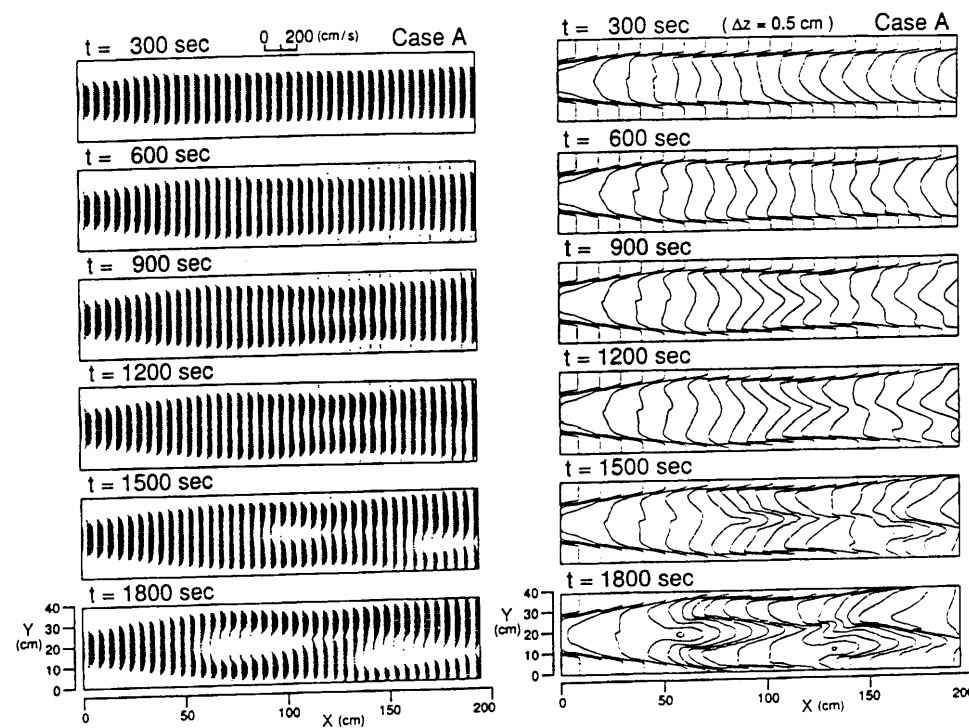


Fig. 4.12 Flow velocities and the contour lines of bed surface obtained from the numerical simulation (Case A).

Fig. 4.12 は Case A の流速分布、河床位の時間的変化に関する計算結果を示したものである。これを見ると、時間の経過とともに水みちが拡幅し、砂州が発達し、やがて浮き州が形成される過程が比較的良好に再現されていることが分かる。 $t=1800\text{sec}$  で見ると、浮き州は流下方向に約 70cm の間隔で形成されており、1 本の水みちが分裂して合流するまでに 1.2m 程度の距離があることが分かる。この値は水路実験で得られた水みちの蛇行半波長 1.25m とよく一致していると考えられる。

Case B の計算結果を Fig. 4.13 に示している。Case B においては側岸に配置された礫と見なされる河床の不動点の影響により、流路の拡幅・分裂が抑制されているのがわかる。水路下流

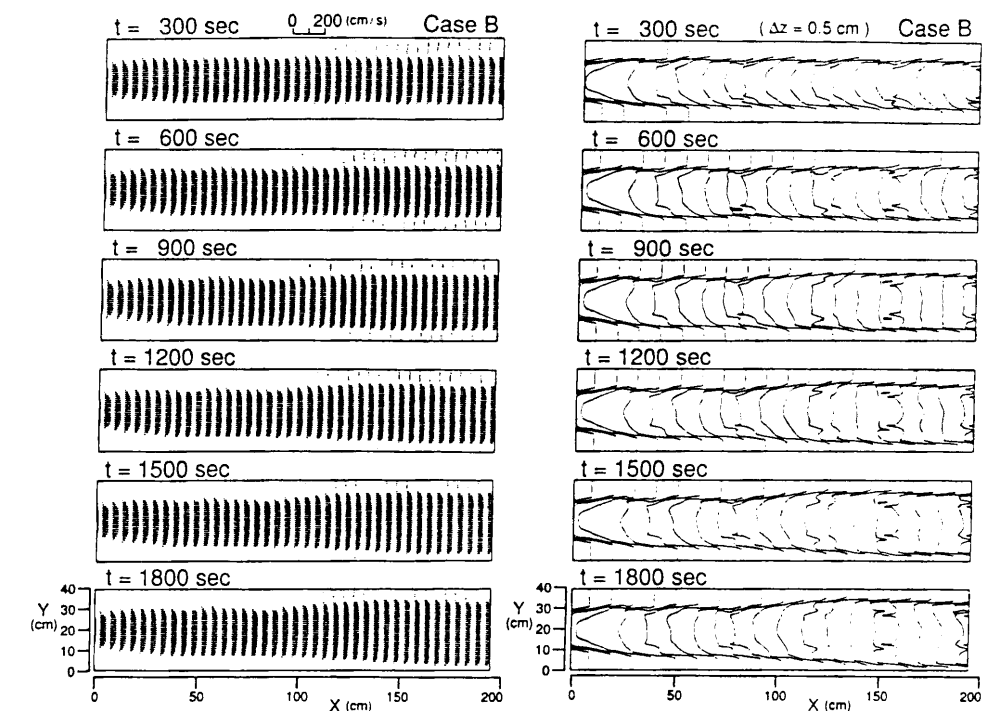


Fig. 4.13 Flow velocities and the contour lines of bed surface obtained from the numerical simulation (Case B).

端付近においては、下流端の境界条件として川幅一定とはされていないため、流下方向に川幅が広がっており、ここで土砂が堆積する傾向が見られる。そのため時間の経過とともにわずかながら拡幅が進行しているようである。今後、下流端の条件に関しては見直す必要があると思われる。しかし、本モデルにより、巨石が流路の変動におよぼす影響、すなわち水みちの固定といった現象をある程度再現できたことは、興味ある成果であると言えよう。

#### 4.4 巨石の配置間隔が流路変動に及ぼす影響に関する考察

巨石が水みち側岸に存在する場合における流路変動に関して水路実験、数値シミュレーションを行った結果、水みちが固定される原因は、巨石が側岸侵食を抑え、水みちの拡幅・砂州の発達が抑制されることにあると言える。側岸侵食が抑えられる原因としては、巨石が水制のような働きをして側岸部での流速を小さくする遮蔽効果や、巨石の水みち側に発生する深掘れに流水が集中することにより、巨石下流側岸部での掃流力が低下することなどが考えられる。

水路実験の結果、水みちが固定される巨石の配置間隔に限界値が存在し、その値は巨石の粒径がある程度より大きい場合、その粒径に関わらずほぼ一定値をとることが判明した。実験中の観測によると、その限界の配置間隔は上流端（蛇行の節）から水みちがもっとも拡幅する地点（蛇行の腹）までの距離にほぼ等しいことが分かった。この距離は蛇行波長  $\lambda$  の  $1/4$  に相当すると考えられる。Fig. 4.5 を見ると、 $56\text{cm} < \lambda/4 < 77.5\text{cm}$  となっており、水みちが固定される限界の配置間隔（50～60cm）とほぼ同程度のスケールとなっている。

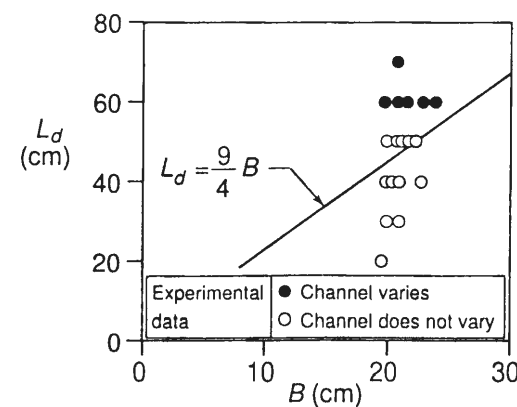


Fig. 4.14 Relationship between the intervals of gravel deployment and the stream channel width.

池田の研究<sup>10)</sup>によると、蛇行波長 $\lambda$ と水みち幅 $B$ との間に、

$$\lambda = 9B \quad (4.15)$$

なる関係があることが示されている。したがって、礫の配置間隔 $L_d$ と水みち幅 $B$ との間に以下  
の関係が成立するとき、水みちが固定されると言えよう。

$$L_d \leq \frac{\lambda}{4} = \frac{9}{4}B \quad (4.16)$$

Fig. 4.14 にはサイズ S 以外の実験ケースにおける配置間隔 $L_d$ と水みち幅 $B$ との関係を示している。図中の実線は(4.16)式を示し、白丸は水みちが固定されたケース、黒丸は水みちが横断方向に変動したケースの実験値である。これを見ると、(4.16)式によって水みち固定の境界値がほぼ妥当に表されているといえる。

ついで、礫の粒径が小さいときに限界の配置間隔が小さくなることに関して考察してみる。前述のように、巨石によって側岸侵食が抑えられるためには、ある程度水みち内に側岸の巨石が突出する必要がある。ところが、巨石の粒径が小さい場合、流れの中に粒子が十分に突出する前に、巨石の裏側に水の流れが回り込んでしまうため、水みちの拡幅が抑えられなくなる。一般に礫の水みち内への突出量が大きいほど側岸侵食を抑える効果が高いと考えられるから、より小さな突出量で側岸侵食を抑えるためには、配置間隔が狭くなる必要があるであろう。

## 4.5 まとめ

本章では巨石が存在する場合における流路変動機構を解明する第一段階として、水みちの側岸部に存在する巨石が水みちの横断方向の変動に及ぼす影響に関して、水路実験、数値シミュレーションによる考察を行った。得られた成果を以下に要約する。

(1) 水みちの側岸部に移動することのない巨石が存在する場合、その配置間隔がある値より小さいとき、水みちの横断方向への変動が抑えられる（水みちが固定される）。

(2) 側岸に配置される巨石の粒径が小さいとき、水みちの固定が起こる間隔は巨石の径が小さいほど狭くなる傾向がある。

(3) 巨石の径がある程度大きくなると、水みちが固定される配置間隔は巨石の径に関わらず一定値をとり、その値は水みち幅の9/4倍程度であることが判明した。

(4) 非定常二次元河床変動モデルを用いた数値計算により、浮き州の形成を含む流路の変動過程を良好に再現でき、水みち側岸部の巨石の影響によって水みちが固定される現象も再現できることが確認された。

今後、流量や勾配等の実験条件を変化させて水路実験を行い、より詳細な検討を行う必要がある。また、巨石が河道内にランダムに存在するような場における流路変動に関しても検討してゆかなければならない。このような検討には、数値シミュレーションが有効であると考えられ、そのためには巨石周辺に形成される局所洗掘等の影響を考慮できるような数値計算モデルを開発してゆく必要がある。

## 参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之：網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報，第33号B-2，1990，pp.241-260.
- 2) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・寺西直之：網状流路における混合砂礫の分級と流路変動，京都大学防災研究所年報，第34号B-2，1991，pp.247-260.
- 3) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之・尾島知：流路の分裂機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，第35号B-2，1992，pp.63-78.
- 4) 高橋保・江頭進治・里深好文・Pang Bing Dong・矢島英邦：網状流路の形成過程に関する研究，京都大学防災研究所年報，第36号B-2，1993，pp.451-464.
- 5) 里深好文・高橋保・江頭進治：漸拡水路における河床変動に関する研究，水工学論文集，第39巻，1995，pp.671-676.
- 6) 高橋保・里深好文・奥村裕史：山地河川の流路変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第39号B-2，1996，pp.321-332.
- 7) 高橋保・里深好文：網状流路の流路変動に関する数値シミュレーション，京都大学防災研究所年報，第42号B-2，1999，pp.189-200.
- 8) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206号，1972，pp.59-69.
- 9) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.
- 10) 池田駿介：単列交互砂州の波長と波高，第27回水理講演会論文集，1983.

## 5 章 幅広い粒度分布をもつ場における河床変動に関する研究

### 5.1 概 説

通常、山地河川においては、河川の中・下流部に比して河床材料が幅広い粒度分布を持っている。したがって、山地河川の流路・河床変動機構を解明するためには、混合砂礫床を対象とした解析が必要とされる。本章では比較的幅広い粒度分布をもつ河床材料を用いて、混合砂礫床の侵食過程に関する水路実験を行うとともに、このような場に適用可能な流砂・河床変動モデルを提案し、水路実験との比較を通じてその妥当性を検証している。対象とする流砂形態は掃流砂である。また、このモデルを2次元的な場に適用して、混合砂礫床における水みち侵食過程に関する数値シミュレーションを行っている。

これまで混合砂礫床の掃流砂量に関しては様々な研究がなされてきた。ここで、それらのうち代表的なものを選び簡単に紹介してみる。

混合砂の掃流砂量式を導くには、一様粒径の流砂量式をもとにして、これを一部修正することが多い。例えば、砂礫の粒度分布の特性に応じて掃流力に補正を加える方法や、限界掃流力に補正を加える方法がある。前者の代表例としては、遮蔽係数を導入した Einstein<sup>1)</sup>の研究が挙げられる。後者に関しては、粒子の存在高さの違いに基づいて粒径別の移動限界掃流力を求めた Egiazaroff<sup>2)</sup>の研究や、これに一部修正を加えた芦田・道上<sup>3)</sup>の方法などがある。これに対し、水山<sup>4)</sup>はすべての粒子が移動しているような状態では、各粒径の停止限界掃流力が等しくなっている必要があると考え、実験的にこれを確認している。また、鈴木ら<sup>5)</sup>は掃流力と限界掃流力どちらにも補正が必要であるとの立場から、2粒径の混合砂礫に関する流砂量式を提案している。これらの式は基本的に平衡な場の掃流砂量に関する式であるため、非平衡な場に対して適用するためには、通常、流下方向の流砂量の増減をもとに河床変動量を求める方法が採られている。

非平衡な場の流砂現象に関する研究としては、中川・辻本ら<sup>6)</sup>によるものが挙げられよう。これは均一砂に関して得られた pick-up rate をもとに、Egiazaroff の粒径別限界掃流力を用いて粒径別の pick-up rate を評価する方法である。step length を用いれば deposit rate が求められるため、pick-up rate との差によって河床変動が計算される。

さらに、非平衡な場での河床変動を解析する方法としては、石礫型土石流を対象とした高橋・中川<sup>7)</sup>のモデルが挙げられる。このモデルにおいては、各地点の平衡濃度と実際の濃度との差が侵食・堆積に結びつくと考えられており、侵食・堆積速度を用いることにより河床変動が計算されている。

ところで、これまで混合砂礫床を対象としてなされてきた研究のうちほとんどは比較的粒径範囲の狭いものを対象としていて、最大径が最小径の1000倍以上となるような山地河川において適用不可能な場合が多い。また、山地河川では河床の状態が空間的に大きな変動をみせるため、流砂と掃流力との間の非平衡性ということ以外に、河床表層の状況と流砂との非平衡性が問題となることが考えられる。すなわち、掃流砂とはいえ、なかばウォッシュロードのように河床とほとんど交換せずに流下するようなものも考えられよう。これまでの流砂・河床変動モデルではこのような事象は考慮されていないため、河床表層の粒子の存在率がその粒径階の流砂量に対

して支配的な要因となっている。したがって、芦田・江頭ら<sup>8)</sup>によって既に指摘されているように、これらのモデルにより上流域からの土砂供給の減少に伴うアーマーコート<sup>9)</sup>の形成過程を説明しようとする、その進行速度は過小評価されることが多い。この問題を解決するため、芦田・江頭ら<sup>8)</sup>は砂礫層内の粒子が河床と垂直な方向に移動するというアイデアを導入しているが、前述のように河床との交換がほとんどないような細粒分の存在を認め、河道の全域から細粒分が選択的にピックアップされ流下していると考えれば、急激な粗粒化の進行も説明できよう。

また、これまでのモデルでは異なる粒径階間のインタラクションはほとんど考慮されていない。たとえば、各粒径階ごとに平衡流砂量を求める方法では、限界掃流力の算定において他のサイズとの関連は考慮されてはいるものの、流れと流砂のバランスを考える際には単一サイズの粒子として取り扱っているために、粒径に応じて河床面に作用する掃流力が異なっている場合もある。これは粒子の存在高さの差によって作用する掃流力が異なるというのではなく、同一の面（理論河床面）に作用する掃流力が様々な値をとるということであって、合理的とは言いがたい。Bagnold<sup>9)</sup>の「河床面に作用する全せん断力は、掃流層内で粒子同士が衝突することによって受け持たれるせん断力と、粒子間の流体によって受け持たれるせん断力との和である。」との仮説に基づけば、ある粒径階の流砂量が増加した場合、粒子間の衝突によるせん断力が増加し、流体が受け持つせん断力は減少する。流体のせん断力の大小に応じて、さらなる粒子の移動が生じるか否かが決定されることを考えると、特定の粒径階の流砂量の増加は他の粒径階の流砂量にも影響を及ぼすに違いないことが推察される。

さらに、実際の流域からの土砂流出予測を行うためには、モデルの予測精度もさることながら、計算においてあまり煩雑な手順を必要としないことも重要である。大きな流域を対象とする場合、計算機の容量や計算時間の制約から、計算点の間隔は最小でも川幅程度に抑える必要があるため、細かい計算格子の配置を要求するようなモデルは使用できないと考えられる。

## 5.2 幅広い粒度分布をもつ場の河床変動に関する水路実験

幅広い粒度分布をもつ混合砂礫床の流砂現象と河床変動に関して基礎的なデータを収集するために水路実験を行った。実験は大きく分けて次の2種類行われている。ひとつは混合砂礫床の侵食・堆積速度に関する実験であり、もうひとつは、混合砂礫床の一次元的な河床変動に関する実験である。それぞれの実験方法や実験条件および実験結果について以下に述べる。

### 5.2.1 混合砂礫床の侵食・堆積速度に関する実験方法・条件

次節で述べるように、本章では高橋・中川<sup>7)</sup>による石礫型土石流を対象としたモデルを参考にして、侵食・堆積速度式を用いた混合砂礫床の流砂・河床変動モデルを提案しようとしている。そこで、混合砂礫床の流砂・河床変動現象に関する情報を収集するために、矩形断面水路に短い移動床部を設け、水路勾配や給砂条件および河床材料の粒度分布を種々変化させて、河床位や河床表面の粒度分布の変化を時間的に追跡した。

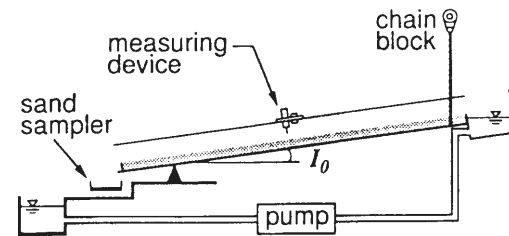


Fig. 5.1 Experimental flume.

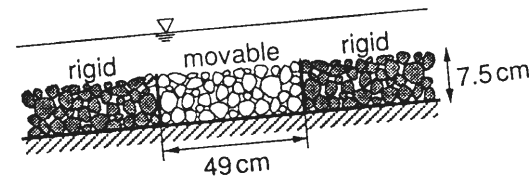


Fig. 5.2 Arrangement of movable bed and rigid bed.

実験に用いた水路は、長さ 6m、幅 20cm の鋼製矩形断面水路である。水路側面は透明アクリル製であり、側方から河床や流砂の状況が確認できる。実験水路には高水槽、低水槽ならびにポンプが設置されており、ポンプの流量はインバーター制御により調節できる。流量は水路下流端において一定時間の流出量を採取することにより計測している。実験装置の側面図を Fig. 5.1 に示している。

実験水路上には流下方向および横断方向に移動可能な計測台車が設置されており、その台車にはレーザー式河床位計とサーボ式水位計が搭載されている。センサーからのアナログ信号はアンプによって増幅され、AD 変換ボードを通じてパソコンに入力される。河床表面の状況を記録するために、55mm の接写レンズを取り付けたカメラを用いて、河床表面から 20cm の距離を保ちながら撮影している。河床表層の直接的な採取によるサンプリングも試みたが、採取に伴う河床の損傷がその後の実験に無視できないほど大きな影響を及ぼすことや、一定の厚さで材料を採取することの困難さなどもあって、表層の粒度分布の計測は撮影された写真をもとに行われている。水路下流端において目の細かい金網により流出土砂をすべて採取し、流出土砂量を計測している。

Fig. 5.2 に示すように、移動床部の縦断方向の長さは 49cm とし、幅は 20cm である。移動床部の上・下流には長さ 1m の固定床部が設けられ、その表面には平均粒径 0.39cm、粒度分布の標準偏差が 2.19 の混合砂が粗度として貼り付けられている。移動床部における初期の堆積厚さは 7.5cm で、固定床の表面と同じ高さになるようスクレーパを用いて表面の成型を行っている。流下方向に諸条件が変化することを考えると、移動床部はできるだけ短いほうが望ましいが、データ計測のためには少なくともこの程度の長さが必要であった。給砂は水路上流の固定床部において手作業で行われている。

通水時間はトータルで 30 分としているが、途中、河床位の計測および河床表面の撮影のために 5 分毎に通水を停止した。水位は通水停止直前に水路中央線に沿って計測されている。下流端で採取された土砂は、乾燥後ふるい分けられ、粒度分布ならびに各粒径ごとの流砂量が求められている。

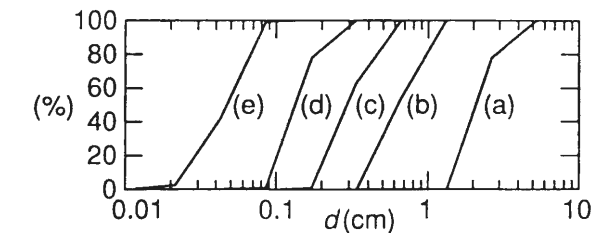


Fig. 5.3 Grain size distributions of the raw materials used for preparing the experimental materials.

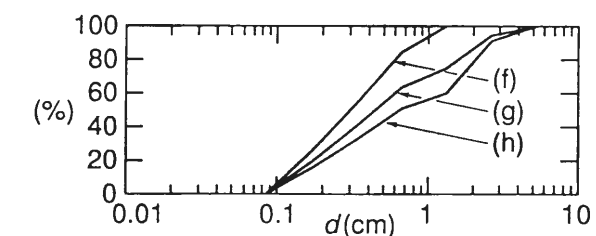


Fig. 5.4 Grain size distributions of the experimental materials.

Table 5.1 Mean diameter and standard deviation of bed materials

	$d_m$ (cm)	$\sqrt{d_{84}/d_{16}}$
(a)	1.455	1.453
(b)	0.689	1.593
(c)	0.326	1.575
(d)	0.156	1.505
(e)	0.048	1.620
(f)	0.390	2.194
(g)	0.864	3.358
(h)	1.148	3.503

実験に用いた河床材料は 5 種類の砂礫を混合することによって 3 種類作成されている。5 種類の砂礫の粒度分布を Fig. 5.3 に示すとともに、3 種類の混合物の粒度分布を Fig. 5.4 に示している。図中の (a)～(e) および (f)～(h) は混合前の砂礫ならびに混合物の種類をそれぞれ示しており、Table 5.1 にはふるい分けによって得られた各材料の平均粒径  $d_m$  と粒度分布の標準偏差  $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$  とが示されている。 $d_{84}$ ,  $d_{16}$  はそれぞれ通過率 84% の粒径と通過率 16% の粒径である。

河床表面の写真から河床表層の粒度分布を求める手順は以下の通りである。河床表面の写真を 2 倍に拡大した後、約 40cm<sup>2</sup> の領域において上記 5 種の砂礫それぞれの個数をカウントし、このデータと各砂礫の粒度分布 (Fig. 5.3) をもとに河床表層の粒度分布を得ている。ところで、一般に粒度分布は各粒径の重量 (体積) 存在率で表されるため、本実験のように表面に存在する粒子の個数分布が得られた場合には、なんらかの方法で変換する必要がある。いま、粒径  $d_k$  の粒子の河床表面における個数百分率を  $h(d_k)$ 、重量百分率を  $f(d_k)$  とすると、

Table 5.2 Experimental conditions

Run No.	$Q$ (cm <sup>3</sup> /sec)	$Q_{bin}$ (cm <sup>3</sup> /sec)	$I_0$	bed material	sediment supply	
S-1	1620	0.000	0.0250	(f)	(d)	
S-2		0.201				
S-3		0.388				
S-4		0.000		(g)		
S-5		0.000				
S-6		0.201				
S-7		0.388		(h)		
S-8		0.000				
S-9		0.201				
S-10		0.388	0.0167	(f)	(d)	
S-11		0.000				
S-12		0.201		(g)		
S-13		0.388				
S-14		0.000				
S-15		0.201				
S-16		0.388	0.0250	(c)	(c)	
S-17		0.000				
S-18		0.210				
S-19		0.405		(c)	(d)	
S-20		0.201				
S-21		0.388				
S-22		0.000				
S-23		0.201				
S-24		0.388				
S-25		0.204	0.0167	(d)	(e)	
S-26		0.405				
S-27		0.000				
S-28		0.210		(d)	(c)	
S-29		0.405				

$$h(d_k) = A_v \frac{f(d_k)}{d_k^3} \tag{5.1}$$

と表すことができる。ここに、 $A_v$ は右辺の合計を 100%にするための係数である。このような方法で河床表層の粒度分布を求めると、河床材料をふるい分けることによって得られる粒度分布に比べ、粗いものの存在率が高くなる傾向が見られた。この理由としては次の 2 点が考えられる、まず、水山<sup>4)</sup>によって指摘されているように、振動などにより細粒分が下方の空隙に埋没することにより、実際に表層が元の材料よりも粗くなっていることである。混合砂礫床においてこのような鉛直方向の粒子の交換が生じることは芦田・江頭ら<sup>8)</sup>によっても報告されている。もうひとつの理由としては「表層」をどのように考えているかということが挙げられよう。今回行ったような方法では、粗い粒子が存在するところの「表層」は厚く、細かい粒子の部分では薄いと考えていることになる。これに対して土屋<sup>10)</sup>が提唱しているように、一定の厚さの表層を考え、

その中では砂礫が深さ方向に一樣に分布しているものと仮定すると、

$$h(d_k) = A_s \frac{f(d_k)}{d_k^2} \tag{5.2}$$

と表される。ここに、 $A_s$ は $A_v$ と同様に右辺の合計を 100%にするための係数である。この方法によれば細粒分の存在率が前述の方法に比べ大きくなり、ふるい分けによる分布形により近づく結果となった。しかし、流砂との相互作用を考えるとときにはやはり河床表面に存在する砂礫層を表層と考えざるを得ないこと、深さ方向の砂礫の分布が一樣であると考えることが難しいことなどから、本研究ではあえて (5.1) 式の方法を用いることとした。河床材料の粒度分布の範囲が広くなるほど、このような「表層」の取り扱いに関する問題が大きくなると考えられ、今後検討すべき課題であると言えよう。

実験条件を Table 5.2 に示している。ここに、 $Q$  は給水量、 $Q_{bin}$  は給砂量、 $I_0$  は水路勾配である。表中の (c)~(g) は河床材料ならびに供給土砂に用いられた砂礫材料の種類 (Fig. 5.3, Fig. 5.4 および Table 5.1 参照) を示している。

5. 2. 2 混合砂礫床の一次元河床変動に関する実験方法・条件

混合砂礫床の一次的な侵食過程に関する実験に際しては、前述の侵食・堆積速度に関する実験と同じ実験水路を用いている。ただし、移動床部の流下方向の長さは 530cm とし、上流端に 40cm、下流端には 30cm の固定床部を設けた。固定床部の粗度の材料は前述の実験と同じものを使用している。

実験条件を Table 5.3 に示している。移動床部の初期堆積厚さは 7.5cm であり、初期河床勾配は水路勾配  $I_0$  と等しくしている。平坦な初期河床を作成した後、一定の給水・給砂条件のもとで、河床位ならびに河床表層の粒度分布の時間的変動を追跡した。

通水時間は 100 分とし、通水開始後 40 分までは 10 分毎に、その後は 20 分毎に通水を停止して、河床位計測ならびに河床表面の写真撮影を行った。河床位は横断方向に 3cm 間隔、流下方向に 1cm 間隔で計測され、河床表面の写真撮影は上流端から 10cm、180cm、350cm、520cm の計 4 地点において行われている。流出土砂は通水停止直前の約 1 分間のものを採取し、乾燥した後ふるい分けを行った。

Table 5.3 Experimental conditions

Run No.	$Q$ (cm <sup>3</sup> /sec)	$Q_{bin}$ (cm <sup>3</sup> /sec)	$I_0$	bed material	sediment supply
L-1	1620	0.000	0.0250	(c)	(d)
L-2		0.201			
L-3		0.000		(f)	
L-4		0.201		(g)	
L-5		0.000			
L-6		0.201		(h)	
L-7		0.000			
L-8		0.201			

### 5.2.3 侵食・堆積速度に関する実験結果の考察

混合砂礫床の侵食・堆積速度に関する水路実験の結果の一部を示し、考察してみよう。Fig. 5.5 には河床変動量から求められた S-1～S-29 の各ケースにおける侵食・堆積速度の時間的変化が示されている。これを見ると、給砂開始直後のデータにはかなりのバラツキがあるものの、いずれのケースにおいても時間の経過に伴い侵食・堆積のない状態に収束していることが分かる。実験を通じて給砂・給水条件は変化させていないことから、これは給砂条件に応じて河床表層の状態が変化したことによると考えられる。

Fig. 5.5 の S-13 をみると、実験開始当初堆積傾向を示し、その後、侵食傾向に変わり、やがて侵食も堆積もしない状態になっていることが分かる。このような堆積から侵食に遷移する過程は次のように説明されよう。人為的に作成された初期河床の表面には、大きな礫の周辺などに多くの凹部があり、小さな粒子がこの中に一旦落ち込むと再び流れ出すことは困難である。実験中の観察からも、上流から給砂された小さな砂礫が河床の大きな粒子の隙間にトラップされることが確認されている。実験開始直後の河床には数多くの凹部が存在するため、凹部以外の領域では侵食傾向であったとしても、全体としては堆積傾向となっていたのであろう。時間の経過に伴

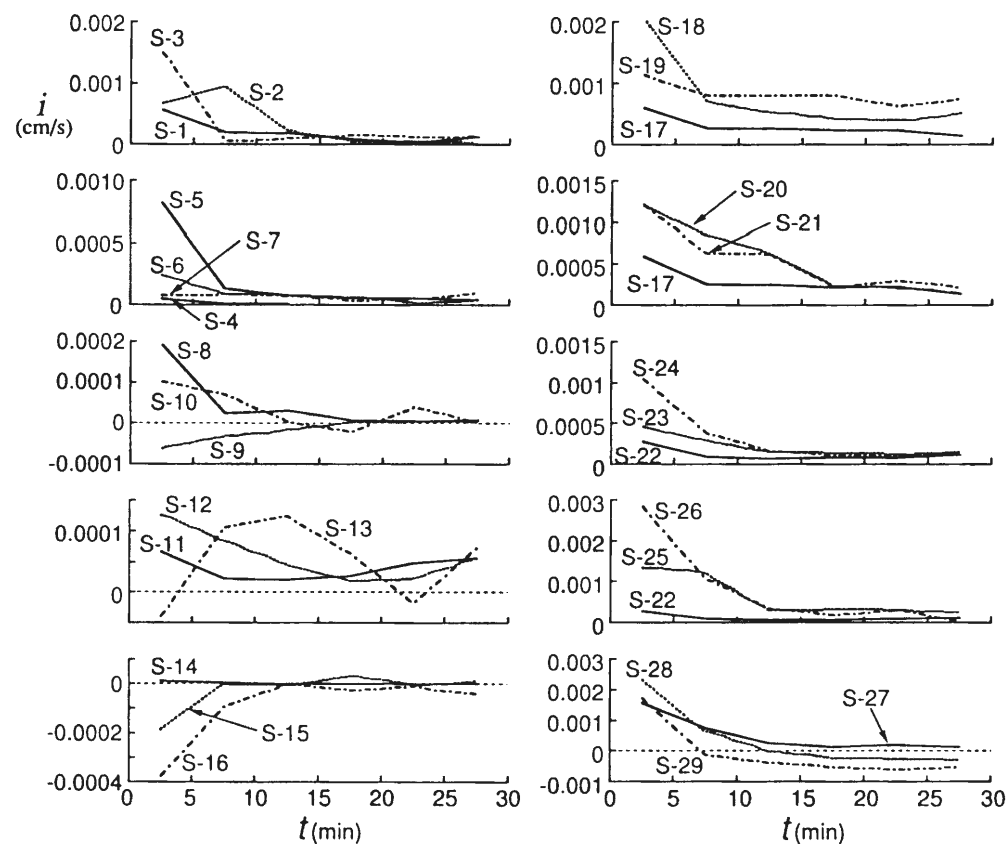


Fig. 5.5 Temporal variation of erosion velocity obtained from experiments.

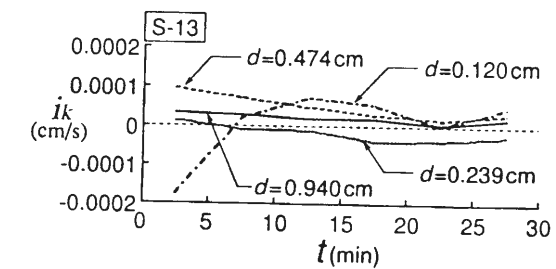


Fig. 5.6 Temporal variation of erosion velocity for each grain size in S-13.

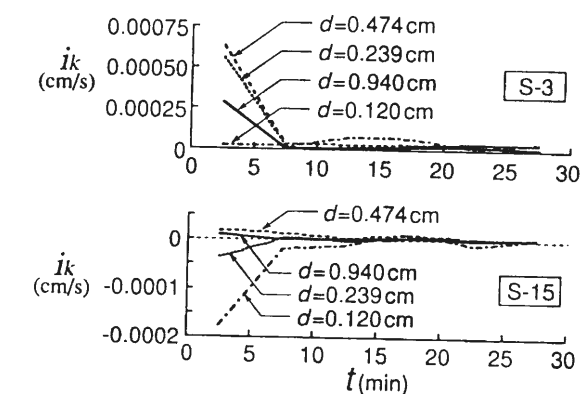


Fig. 5.7 Temporal variation of erosion velocity for each grain size in S-3 and S-15.

い凹部は埋められるため、トラップされる量が減少し、侵食傾向が現れたと考えられる。Fig. 5.6 には S-13 のケースにおいて流出土砂量と給砂量との差から求められた、粒径別侵食速度の時間的変化を示している。ただし、図示の粒径は、流出土砂のふるい分けに使用した篩の目の大きさに対応しているため、Table 5.1 の (a)～(e) の材料とは異なった刻みになっている。これを見ると、給砂材料の主たる成分である  $d=0.12\text{cm}$  の傾向だけが他の材料のものと異なっており、給砂材料がトラップされていることが分かる。

初期河床に凹凸があり小さな砂礫のトラップが生じることは S-13 のケースに特有の現象ではなく、程度の違いはあるもののいずれのケースにおいても確認されている。流れと流砂のアンバランスにより生じる堆積現象とこの「トラップ」とは区別する必要があると思われる。なぜならば、凹部に落ち込んだ砂礫のほとんどは河床表面付近には存在せず、より下方に移動してしまうので、流砂とのインタラクションは持続しなくなってしまうからである。流れの中で自然に形成された河床において、このような現象が支配的であるかどうかは今後の検討を要するところであるが、「トラップ」が現実におこっているとすると、河床の空隙率を一定と考えることができないなど、これまでの移動床の考え方そのものを大きく変更する必要があるであろう。

つぎに、粒径別の侵食・堆積速度について見てみよう。Fig. 5.7 には前述のトラップの影響が比較的小さいと思われたケースのうちで、明瞭な侵食傾向を示した S-3 のケースと、堆積傾向が見られた S-15 のケースについて粒径別侵食・堆積速度が示されている。これら以外のものも含めて粒径別の侵食・堆積速度を調べた結果、侵食が卓越するような場ではほとんどすべての粒径階において侵食傾向を示し、堆積が卓越する場ではわずかな例外を除いてほとんどの粒径階



において堆積傾向を示すことが明らかになった。当然、いずれのケースにおいても侵食も堆積もしないような粒径階は存在するが、「トラップ」されるものを除けば、侵食される粒径階と堆積する粒径階が同時に存在することはほとんどなかったといえる。

#### 5.2.4 混合砂礫床における一次元的な河床変動に関する実験結果

Fig. 5.8 には流下方向の長さが 530cm の移動床水路における河床変動量に関する実験値が示されている。河床位としては各断面において横断方向に平均化された値を用い、初期河床位を基準として各時刻の河床変動量  $\Delta Z$  を求めている。これを見ると、Fig. 5.3 の (a) に示された粗い粒子を含んでいる混合材料 (g) や材料 (h) を河床材料として用いたケース (L-5~L-8) では、粗い粒子を含まないケース (L-1~L-4) に比べて全般的に河床変動量が小さいことが分かる。L-5~L-8 のケースにおける局所的な侵食・堆積は河床材料中の粗い粒子の影響であると考えられる。

比較的一様な粒径をもつ材料 (c) を用いた L-1 と L-2 においては、下流端を回転の中心としたいわゆるローテーション河床変動が生じているのに対し、幅広い粒度分布をもつ材料 (g), (h) を用いたケースでは平行な河床変動が生じている。L-3 と L-4 では粗い粒子 (a) は含まないものの、材料 (c) より粒度分布の範囲が広い材料 (f) を河床材料として用いているため、中間的な河床変動が生じているようである。

Fig. 5.9 に給砂を行ったケースにおいて 4 地点で計測された河床表面の粒度分布を示している。図中の  $x$  は各計測地点の上流端からの距離を示している。これを見ると、L-2 を除くケースでは、時間の経過に伴い水路上流側から徐々に、河床表面上における細粒成分の割合が増加していることが分かる。ここで言う細粒成分とは給砂に用いられている材料 (d) (Fig. 5.3 参照) のことを指している。上流から流れてくる流砂の粒径に比して河床表面が粗いと、いわゆる遮

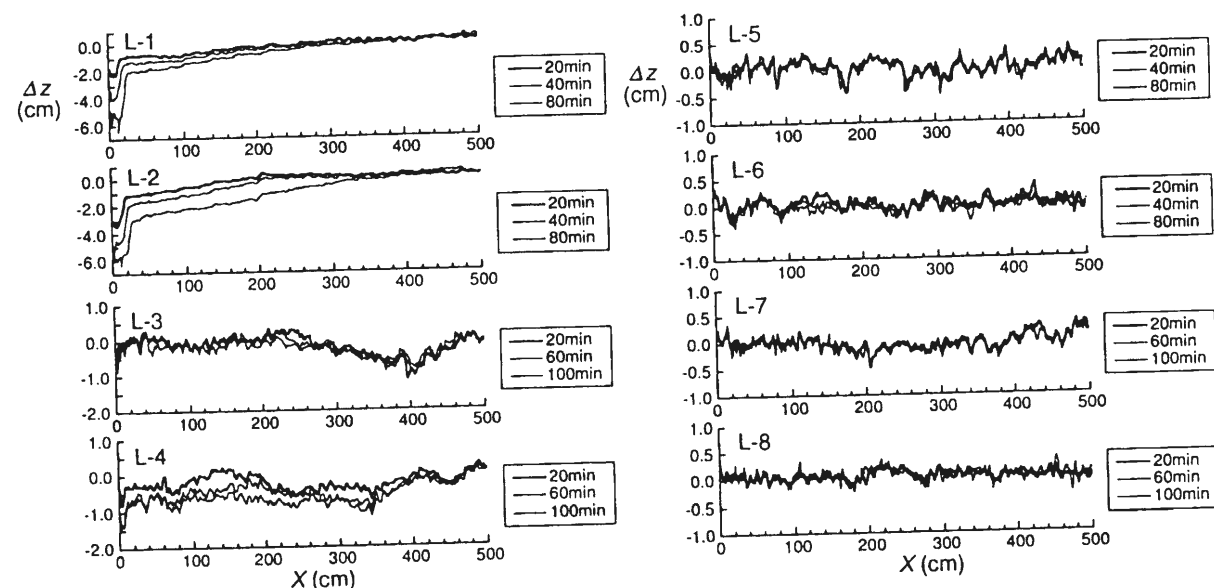


Fig. 5.8 Riverbed variation measured in the experiments.

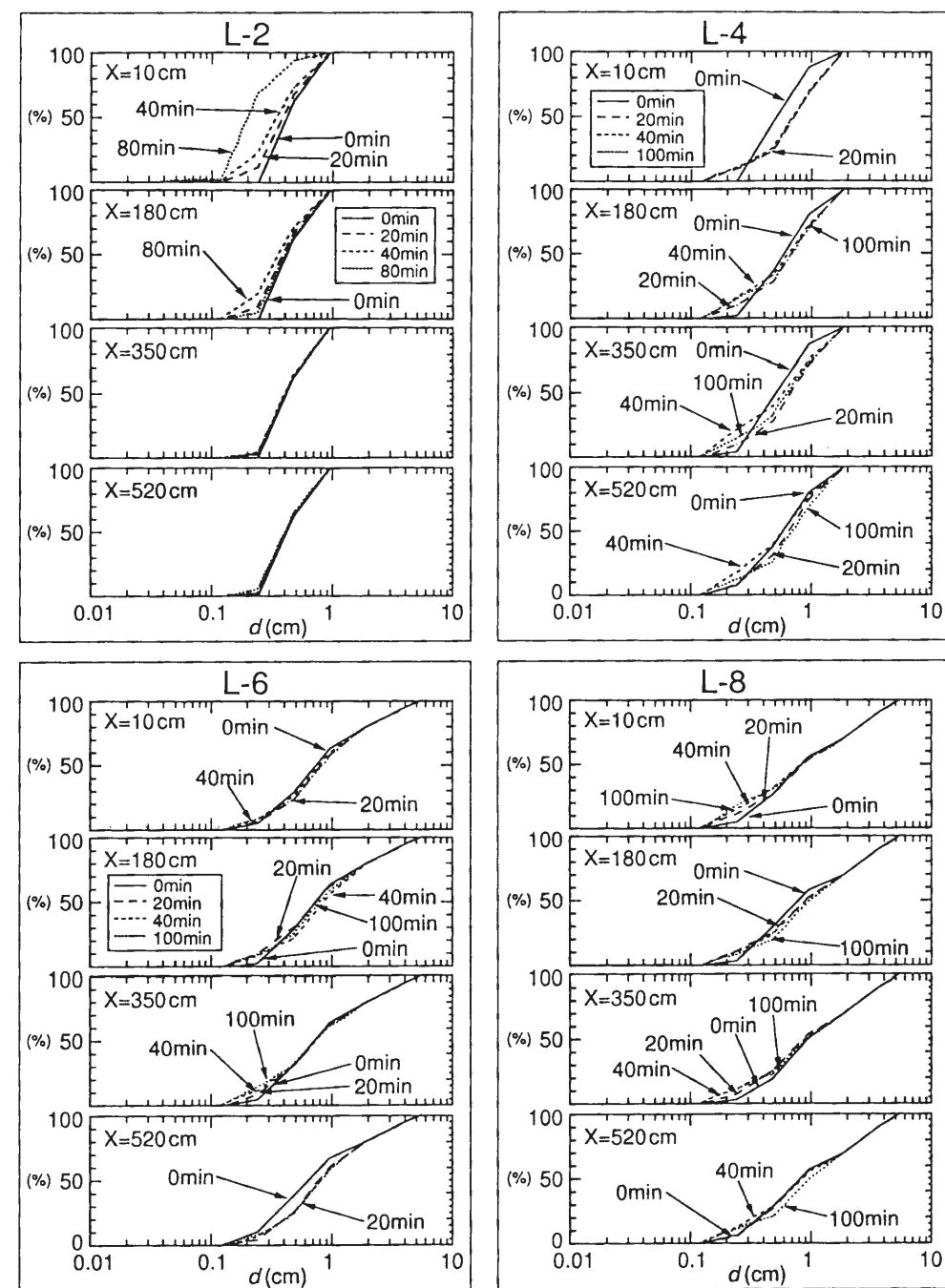


Fig. 5.9 Grain size distribution of the bed surface measured in the experiments.

蔽効果によって細粒分が堆積しやすくなるためであると考えられるが、前述のようなトラップにより河床の割合深い部分に捕捉された粒子についても一部カウントされている可能性がある。現時点でこれらを明確に区別することはできなかった。

混合材料 (f), (g), (h) を河床材料に用いた場合、いくつかの例外を除けば河床表面が時間経過に伴い粗粒化していることが分かる。細粒分を給砂した場合に一部、細粒分が増加しつつも粗粒化しているような 2 極分化的な挙動を示す場合も見られるが、全般的には上流から粗粒化が進行していることが確認された。

Fig. 5.8 の L-1～L-4 を見ると、河床材料として粒度分布が比較的一様である材料 (c) や材料 (f) を用いた場合には、給砂を行った場合の方が河床侵食量が大きくなることが分かる。これは、給砂材料が河床材料に比べて小さいことに原因があると思われる。細粒分が上流から供給される時、河床材料のほとんどが掃流されているような条件下であると、細粒分が河床砂と容易に混合することにより、河床の見かけの平均粒径が小さくなっていると考えられる。すなわち、細粒分の混入により、より粗い粒子の安定が損なわれ、結果的に侵食量が増大したのであろう。Fig. 5.9 の L-2 をみると、たしかに河床表面が次第に細粒化していることが分かる。これは一般的な混合砂礫床の侵食過程における河床の粗粒化の傾向と明らかに異なっており、本実験における給砂条件と侵食量との関係が一般的な傾向に反することも理解できよう。ただし、通水停止に伴い、流砂として存在していた細粒分が河床上に停止するため、流れの存在下で実際の河床表面が細粒化していたのかどうかは不明である。また、河床材料と流砂の粒径が等しい場合や、河床材料の一部のものしか移動しないような状況下では、このような現象は起こらないため、現実の河川において頻繁に発生することではないのかもしれない。しかし、細粒分の供給により河床の侵食がより顕著になることは興味深い事実であり、この点に関して今後より一層の検討を行う必要がある。

### 5.3 流砂の非平衡性を考慮した混合砂礫床の河床変動モデル

本章では、従来の混合砂礫床の流砂・河床変動モデルの問題点を解決し、より汎用性の高いモデルを構築することを目的として、侵食・堆積速度式を用いた流砂・河床変動モデルを提案しようとしている。5.1 でも述べたように、高橋・中川<sup>7)</sup>は石礫型土石流を対象として、非平衡な場での河床変動を解析するモデルを提案している。このモデルにおいては、各地点の平衡濃度と実際の濃度との差が侵食・堆積に結びつくと考えられており、侵食・堆積速度を用いることにより河床変動が計算されている。このような方法は平衡流砂量を用いるモデルに比べ、流砂の非平衡性を容易に表現できる上、計算メッシュの大きさにも制約が少ない等の利点がある。

そこで、理論的な考察に基づいて混合砂礫床の侵食・堆積速度式を導くとともに、前述の水路実験との比較を通じてその妥当性を検証する。また、この侵食・堆積速度式を用いた混合砂礫床の1次元河床変動モデルを提案する。

#### 5.3.1 混合砂礫床の侵食・堆積速度式

いま、流れと河床の条件に応じて平衡状態が存在するとし、その土砂濃度が  $C_\infty$  であるとする。実際の土砂濃度  $C$  が  $C_\infty$  より小さければ、流体の受け持つせん断力は平衡状態のときより大きいため、流体は河床砂を取り込もうとする。すなわち、侵食傾向になると考えられる。これに対し、土砂濃度  $C$  が  $C_\infty$  より大きければ、流砂として存在している砂礫の一部が河床上に堆積しようとするはずである。また、 $C$  と  $C_\infty$  の差が大きいほど、侵食・堆積の傾向は増大する

と考えられることから、侵食・堆積速度  $i$  と  $(C_\infty - C)$  の間に以下の関係が仮定できる。

$$i \propto (C_\infty - C) \quad (5.3)$$

$(C_\infty - C)$  は全体的な流体の侵食能力を表していると考えられるが、混合砂礫床においては粒子径の違いにより各粒子の流れへの取り込まれ易さが異なると思われる。そこで、侵食速度に粒径の効果が反映されるように、ある粒径階  $k$  の侵食速度  $i_k$  に対して次のような仮定を行った。

$$i_k \propto (u_* - u_{*ck}) \quad (5.4)$$

ここに、 $u_*$  は摩擦速度、 $u_{*ck}$  は粒径階  $k$  の限界摩擦速度である。Bagnold の考えに従うならば、 $u_*$  は間隙流体の受け持つせん断力を代表するものであるから、粒子濃度に応じて変化させる必要があるが、ここでは (5.3) 式によって既に全体の侵食・堆積傾向が評価されていることや、粒子衝突によるせん断力は掃流砂が卓越するような場では小さいことなどから、 $u_*$  に対して手を加えていない。また、侵食が起こるような場で  $u_*$  が  $u_{*ck}$  よりも小さいような場合や、堆積が起こるような場で  $u_*$  が  $u_{*ck}$  よりも大きい場合には、その粒径階の粒子に関しては侵食なり堆積なりが生じないものとする。

以上のような考察から、粒径階  $k$  の侵食・堆積速度  $i_k$  は侵食を正とすると次式のように表される。

[  $C_\infty - C > 0$ 、侵食傾向のとき ]

$$i_k = \begin{cases} f_{bk} \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*ck}| & (u_* > u_{*ck}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*ck}) \end{cases} \quad (5.5)$$

[  $C_\infty - C \leq 0$ 、堆積傾向のとき ]

$$i_k = \begin{cases} f_{0k} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*ck}| & (u_* < u_{*ck}) \\ 0 & (u_* \geq u_{*ck}) \end{cases} \quad (5.6)$$

$$i = \sum_k i_k \quad (5.7)$$

ここに、 $\delta_e, \delta_d$  はそれぞれ侵食係数、堆積係数であり、 $f_{bk}, f_{0k}$  はそれぞれ河床表層と掃流砂中の粒径階  $k$  の存在率である。 $C_*$  は堆積土砂の容積土砂濃度であるが、混合砂礫のこの値について計測を行った結果、粒度分布を変化させても有為な差は見られず、ほぼ 0.6 であることが分かった。そこで、 $C_*$  はつねに 0.6 としている。

平衡土砂濃度  $C_\infty$  に関しては、混合砂礫床における平衡流砂量に関する研究<sup>3)</sup>を参考にして、以下のような方法で算定する。まず、河床構成材料が粒径階  $k$  のみであると考えたときの平衡土砂濃度  $C_{\infty k}$  は、一様砂に関する平衡流砂量式などから求められる単位幅流砂量  $q_{buk}$  と単位幅流量  $q$  を用いて次のように表される。

$$C_{\infty k} = \frac{q_{buk}}{q} \quad (5.8)$$

$C_\infty$  は  $C_{\infty k}$  と河床表層における粒径階  $k$  の存在率  $f_{bk}$  とを用いて次のように表されよう。

$$C_\infty = \sum_k f_{bk} C_{\infty k} \quad (5.9)$$



土砂輸送濃度  $C$  は全流砂量を流量で割ることによって求められる。

$$C = \frac{1}{q} \sum_k q_{bk} \quad (5.10)$$

ここに、 $q_{bk}$  は混合砂礫床上の掃流砂のうちの粒径階  $k$  の単位幅流砂量である。

### 5.3.2 侵食・堆積速度式と実験値との比較

前節で提案したモデルの妥当性を検証するために、5.2.3に示した水路実験の結果との比較を行う。実験値としては実験開始から5分間の侵食・堆積速度を用いることとし、河床表層の粒度分布としては実験開始直前に計測されたデータを用いている。河床砂礫の頂部を結ぶ線から平均粒径の20%下がった位置に河床面があると考え、水位との差から水深  $h$  を求めた。摩擦速度  $u_*$  はこの水深と初期河床勾配  $I_0$  とを用いて計算している。

$C_{\infty k}, C_{\infty}$  の計算に必要な  $q_{buk}$  の計算には、次の芦田・道上<sup>3)</sup>の式を用いている。

$$q_{buk} = 17 \sqrt{sgd_k^3 \tau_{*uk}^{3/2}} \left(1 - \frac{\tau_{*cuk}}{\tau_{*uk}}\right) \left(1 - \frac{u_{*cuk}}{u_*}\right) \quad (5.11)$$

ここに、 $\tau_{*cuk}$  と  $u_{*cuk}$  はそれぞれ粒径階  $k$  に対応する無次元限界掃流力と限界摩擦速度であり、一様砂に関する移動限界の式を適用する。ここでは岩垣<sup>11)</sup>の式を用いてこれらを求めている。

$\tau_{*uk}$  は粒径階  $k$  の無次元掃流力であり、粒径  $d_k$  を用いて、

$$\tau_{*uk} = \frac{u_*^2}{sgd_k} \quad (5.12)$$

と表される。ここに、 $g$  は重力加速度、 $s = (\sigma/\rho - 1)$  であり、 $\sigma$  は砂の単位体積重量、 $\rho$  は水の単位体積重量である。

混合砂礫床における粒径階  $k$  の限界摩擦速度である  $u_{*ck}$  は、Egiazaroff<sup>2)</sup>の式を用いて、

$$\frac{u_{*ck}^2}{u_{*cm}^2} = \left( \frac{\log 19}{\log 19 \frac{d_k}{d_m}} \right)^2 \frac{d_k}{d_m} \quad (5.13)$$

と表される。ここに、 $d_m$  は河床砂の平均粒径、 $u_{*cm}$  は  $d_m$  に対応する限界摩擦速度である。なお、5.2.4で述べたような河床の粒度分布に対する流砂の粒度分布の影響を考慮するために、河床表層の厚さ  $d_m$  の部分と流砂とが混在していると考え、 $u_{*ck}$  の計算時に限って、次のように河床表層の粒度分布の修正を行った。

$$f'_{bk} = A_f \left( \frac{hC}{d_m C_*} f_{0k} + f_{bk} \right) \quad (5.14)$$

ここで、 $A_f$  は  $f'_{bk}$  の総和を1とするための係数である。修正された  $f'_{bk}$  をもとに河床の平均粒径  $d'_m$  を求め、(5.13)式を用いて  $u_{*ck}$  を計算している。

以上のような方法で侵食・堆積速度を求めたところ、実測値との適合は必ずしもよくなかった。これは、実験結果の考察のところで述べたように、河床への細砂のトラップの影響によると考えられる。そこで、次のような方法でトラップの影響に関する修正を行った。まず、移動床部の面積を  $A_0$  とし、細粒分をトラップする部分の面積を  $A_t$  とする。トラップする部分の深さを  $h_t$

、体積を  $V_t$  とすると、 $V_t = A_t h_t$  となる。いま、 $h_t$  が一定値であるとするならば、流砂がトラップされる確率  $p$  を用いて、 $A_t$  の時間的な減少率は次のように表される。

$$\frac{dA_t}{dt} = -\frac{p}{h_t} Q_b \quad (5.15)$$

ここに、 $Q_b$  は流砂量であり、ここでは給砂量と等しいとしている。確率  $p$  に関しては、次のように仮定した。

$$p = \frac{A_t}{A_0} \quad (5.16)$$

トラップする部分以外の面積 ( $A_0 - A_t$ ) の領域では、(5.5)式～(5.7)式によって求められる侵食・堆積速度  $i$  で河床変動していると考え、これが観測時間  $T$  の中では変化しないものとする。観測される見かけの侵食・堆積速度  $i'$  は、

$$i' = i - \frac{1}{A_0 T} \int_0^T A_t dt \quad (5.17)$$

となる。

以上のような手順で計算された侵食・堆積速度と実験値とを比較した結果が Fig. 5.10 に示されている。この時、侵食係数  $\delta_e$  は 0.6、堆積係数  $\delta_d$  は 0.05、 $A_t$  の初期値は  $0.5A_0$ 、 $h_t$  は 0.01cm としている。 $T$  (=5分) の間にトラップされる土砂の体積は全給砂量の4～8%程度の値となっていた。堆積速度に関してはデータ数も少なく、十分な検討を行えないが、侵食速度に関しては比較的広い範囲で理論値が計算値と一致していることが分かる。Fig. 5.11にはトラップの影響が比較的小さいと思われたケースにおける粒径別の侵食・堆積速度に関する実験値と計算値とが示されている。これを見ると、両者はかなりよく一致しているといえよう。今後、トラップの影響をより合理的にモデルに組み込むことができるようになれば、さらにモデルの適用性が向上すると考えられる。

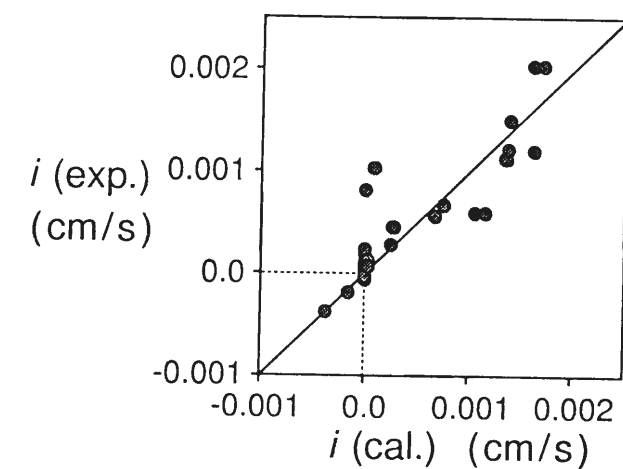


Fig. 5.10 Comparison of erosion velocity between prediction and observed data.

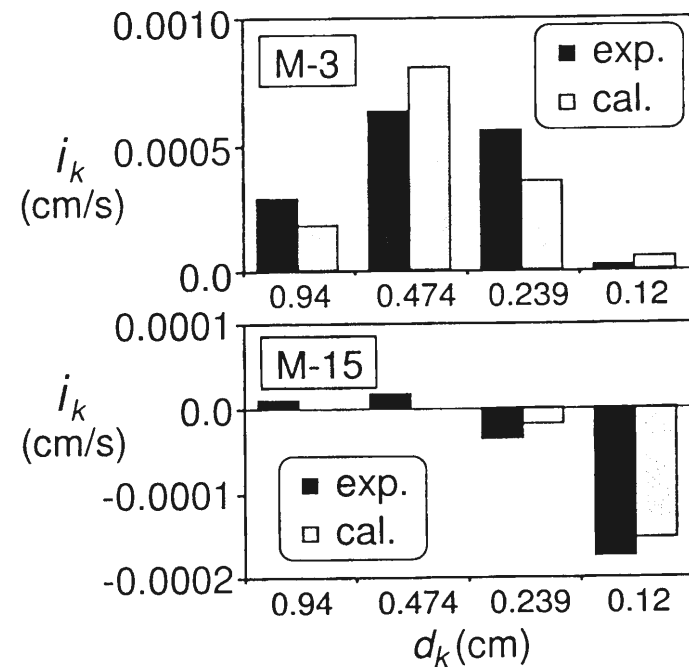


Fig. 5.11 Comparison of erosion velocity for each grain size between prediction and observed data.

### 5.3.3 混合砂礫床の一次元河床変動モデル

ここでは、5.3.1において提案された侵食・堆積速度式を用いて、混合砂礫床における一次元河床変動モデルを構築する。

一次元的な場を考え、流下方向に  $x$  軸を取ると、流れの連続式および運動方程式はそれぞれ次のように表される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = i \quad (5.18)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\tau}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (5.19)$$

ここに、 $h$  は断面平均水深、 $B$  は川幅（水路幅）、 $Q$  は流量、 $u$  は断面平均流速、 $p$  は圧力、 $\tau$  は河床せん断力、 $\epsilon$  は渦動粘性係数である。河床せん断力は摩擦速度  $u_*$  を用いると、

$$\frac{\tau}{\rho h} = \frac{u_*^2}{h} \quad (5.20)$$

と表され、渦動粘性係数  $\epsilon$  はカルマン定数  $\kappa$  を用いて、

$$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (5.21)$$

としている。

摩擦速度  $u_*$  は河床の粒度分布の影響を考慮できるように、対数則を用いて以下のように与えている。

$$u_* = \frac{u}{6.0 + 5.75 \log(h/k_s)} \quad (5.22)$$

ここに、 $k_s$  は相当粗度であり、河床表層の  $d_{90}$  を用いている。

圧力に関して静水圧近似を行うと、(5.19) 式の右辺第1項は、

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial x} \quad (5.23)$$

と表される。ここに、 $z$  は河床位である。

侵食・堆積速度式 ((5.5) 式～(5.7) 式) から得られる侵食・堆積速度  $i$  を用いると、河床の連続式は以下のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = 0 \quad (5.24)$$

流砂全体の連続式は、

$$\frac{\partial C h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial C u h B}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} C_* = 0 \quad (5.25)$$

と表され、粒径階  $k$  に関する流砂の連続式は、

$$\frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial C_k u h B}{\partial x} - C_* i_k = 0 \quad (5.26)$$

となる。ここに、 $C_k$  は粒径階  $k$  の土砂濃度であり、これらを用いて流砂の粒度分布は以下のように表される。

$$f_{0k} = \frac{C_k}{C} \quad (5.27)$$

河床表層の粒度分布は、

[  $\partial z / \partial t < 0$  の時 ]

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} + \frac{i_k}{\delta_s} + \frac{\partial z}{\partial t} \frac{f_{bk0}}{\delta_s} = 0 \quad (5.28)$$

[  $\partial z / \partial t \geq 0$  の時 ]

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} + \frac{i_k}{\delta_s} + \frac{\partial z}{\partial t} \frac{f_{bk}}{\delta_s} = 0 \quad (5.29)$$

と表される。ここに、 $f_{bk0}$  は河床表層よりも下に存在する河床材料における粒径階  $k$  の存在率であり、 $\delta_s$  は表層の厚さである。

### 5.4 1次元非平衡河床変動モデルの水路実験への適用

前節において提案した河床変動モデルの検証のために、5.2に示した水路実験 (L-1～L-8) への適用を試みる。前述の支配方程式を Fig. 5.12 に示す変数の配置に従って差分化した。移流項に関しては1次の風上差分を、それ以外については中央差分を用いている。上流端の境界条件としては流量と給砂量およびその粒度分布を与え、下流端の境界には、以下のような条件を設定した。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (5.30)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (5.31)$$

$\Delta x$  は 10cm、 $\Delta t$  は 0.05 秒とし、侵食係数  $\delta_e$  は 0.6、堆積係数  $\delta_d$  は 0.05 としている。トラップの影響は考慮せず、表層の厚さ  $\delta_s$  は 0.1cm としている。

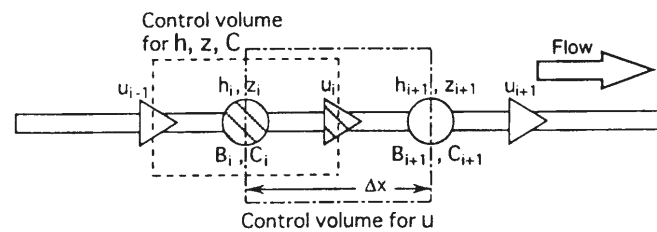


Fig. 5.12 Arrangement of computational points and control volumes for velocity and water depth.

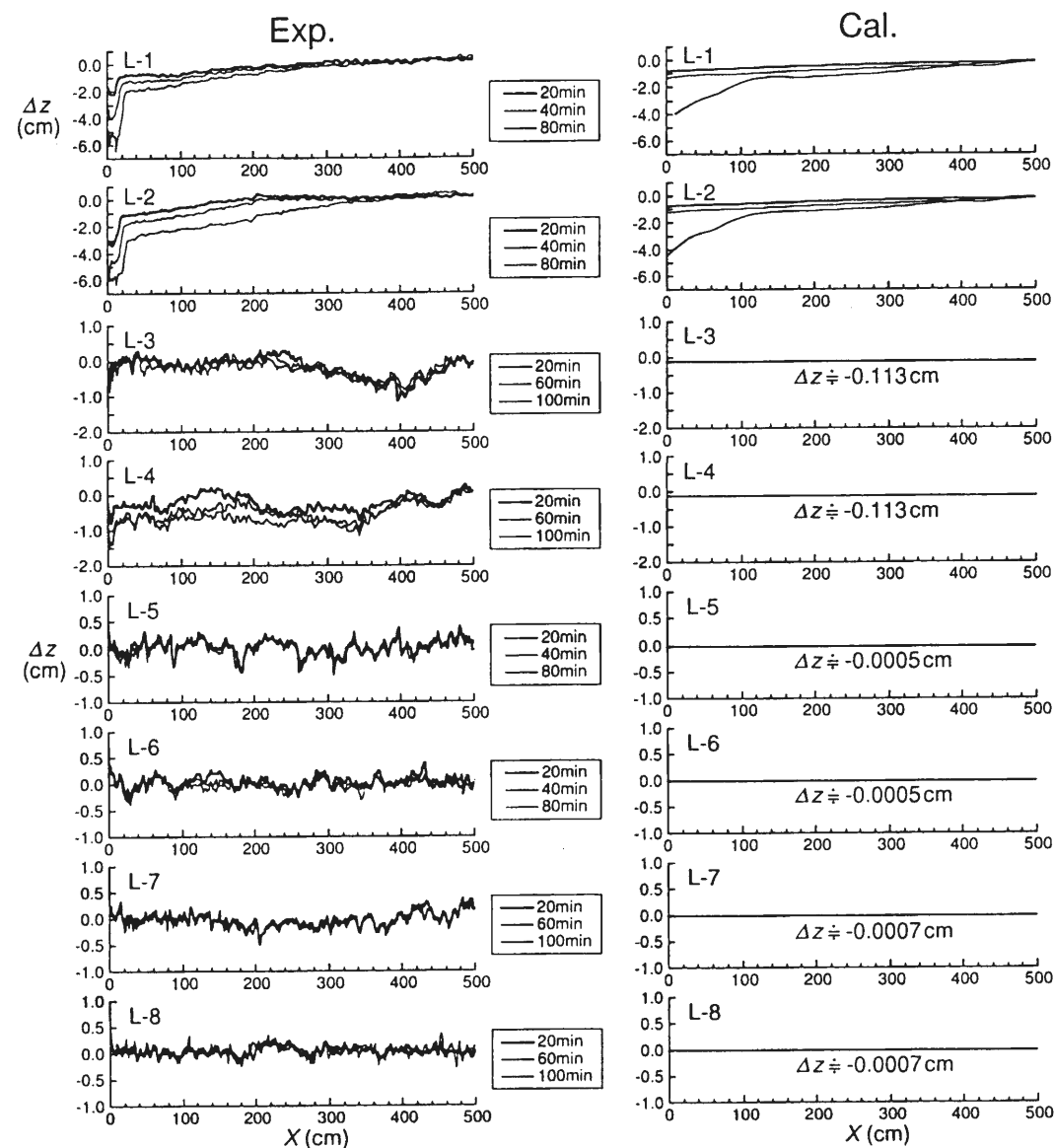


Fig. 5.13 Longitudinal bed profile calculated by the present model.

Fig. 5.13 には実験ケース L-1～L-8 における平均河床位の縦断分布に関する計算値が実験値とともに示されている。Fig. 5.14 には  $x=10\text{cm}$  と  $x=530\text{cm}$  における各ケースの河床表層の粒度分布が示されている。これを見ると、本シミュレーションモデルによって混合砂礫床の河床変動過程が良好に再現されていることが分かる。ケース L-1～L-4 においては水路上流端付近

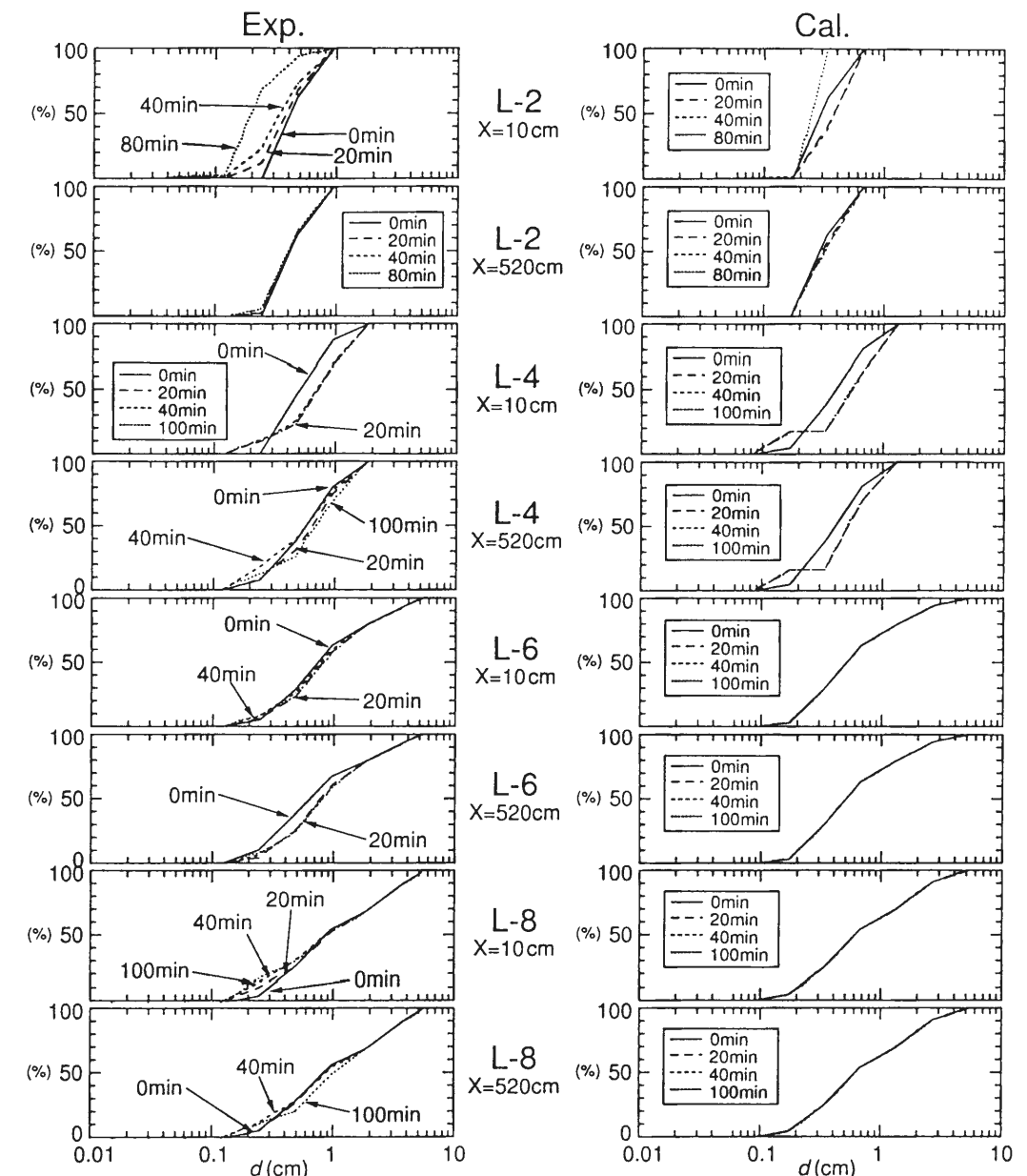


Fig. 5.14 Grain size distribution of bed surface predicted by the present model.

の局所洗掘は計算できないものの、平均的な河床侵食量についてはほぼ実験値と同じ程度になっているといえよう。ケース L-5～L-8 については、侵食量が小さいために実験値との対応はあまりはっきりとしない。河床表層の粒度分布に関してみると、ケース L-2, L-4 については比較的良好に実験値を再現できていることが分かる。ことに、L-4 においては中間的なサイズが減少し、2 極化的な粒度分布に変化することが計算にも現れている。ケース L-5～L-8 については粒径の変化量が小さくははっきりとしないため、更なる検討が必要であろう。

## 5.5 混合砂礫床の流路変動シミュレーション

砂防ダムや河道狭窄部の上流域においては幅広い粒度分布をもつ土砂が広範囲に堆積していることが多く見られる。このような土砂が侵食される際には、水みちを形成することが多いため、一次元的な解析では十分とはいえない。そこで、前節に示した河床変動モデルを2次元に拡張し、このような場への適用を図る。

流れの計算に関しては、3.3に示したモデル<sup>12)</sup>を用いている。2次元的な場を考え、流下方向に  $x$  軸、横断方向に  $y$  軸を取ると、流れの連続式は式 (3.10) で表され、 $x, y$  方向の運動方程式はそれぞれ式 (3.11)、式 (3.12) のように表される。河床せん断力等の計算には基本的に3.3と同じ方法を用いているが、摩擦速度  $u_*$  の計算に際してのみ、河床表層の粒度分布の変化の影響を考慮できるように、以下に示す対数則を用いている。

$$u_* = \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{6.0 + 5.75 \log(h/k_s)} \quad (5.32)$$

相当粗度  $k_s$  の値は前節と同様に河床表層の  $d_{90}$  に等しいものとしている。この摩擦速度を用いて、主流方向の平衡土砂濃度  $C_\infty$  が求められ、 $C_\infty$  と土砂濃度  $C$  から各地点の侵食・堆積速度が計算される。

粒径階  $k$  に関する流砂の連続式は、

$$\frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{\partial C_k h u'}{\partial x} + \frac{\partial C_k h v'}{\partial y} - C_* i_k = 0 \quad (5.33)$$

と表される。ここに、 $u', v'$  はそれぞれ  $x, y$  方向の土砂濃度の輸送速度であり、式 (3.28) と式 (3.29) によって計算されている。

以上の支配方程式をスタッガードスキームを用いて差分化し、長さ5m、幅60cmの移動床流路における水みち侵食過程に関する数値計算を行った。初期河床の中央部には幅14cm、深さ2cmの水みちを設定している。供給流量は  $800 \text{ cm}^3/\text{s}$ 、初期河床勾配は  $1/20$  であり、給砂は与えていない。河床砂の粒度分布の条件を変化させて4ケースの計算を行った。各材料の粒度分布が Fig. 5.15 に示されている。材料の平均粒径はすべて等しく、粒度分布形だけが異なっている。Case A には Fig. 5.15 の A の材料を用い、Case B, Case C にはそれぞれ材料 B, C を採用している。

ところで、山地河川においては粒子径の分布範囲が広く、水深規模あるいはそれ以上の粒子までが存在することもあるため、現地観測によって得られた粒度分布を用いて計算を行おうとすると、大きな粒子の取り扱いが問題となる。計算メッシュよりも大きいような粒子まで計算領域全体に対して均一にその存在率を与える方法もあれば、大きな粒子に限っては個別に存在を評価する方法も考えられるからである。そこで、大きな粒子の与え方が流路変動に与える影響について調べてみることにした。

Case D においては材料 C の最大粒径階を除いた粒度分布を用い、代わりに計算メッシュのうちランダムに抽出した125点について、最大粒径階のみで構成されていると考えた。すなわち、河床全体の粒度分布としては Case C と同じであるが、大きな粒子の存在が均一ではないと考えていることになる。

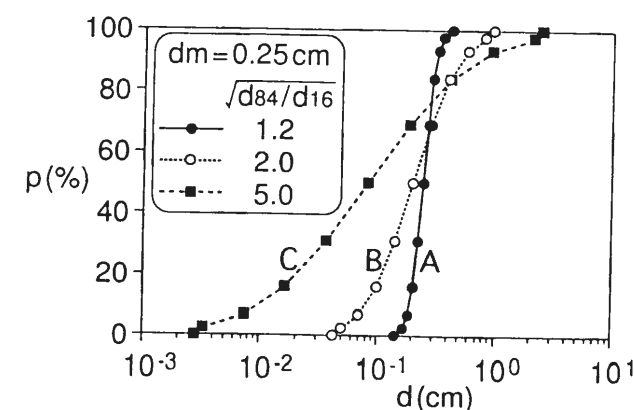


Fig. 5.15 Grain size distribution of mixture employed in numerical simulations.

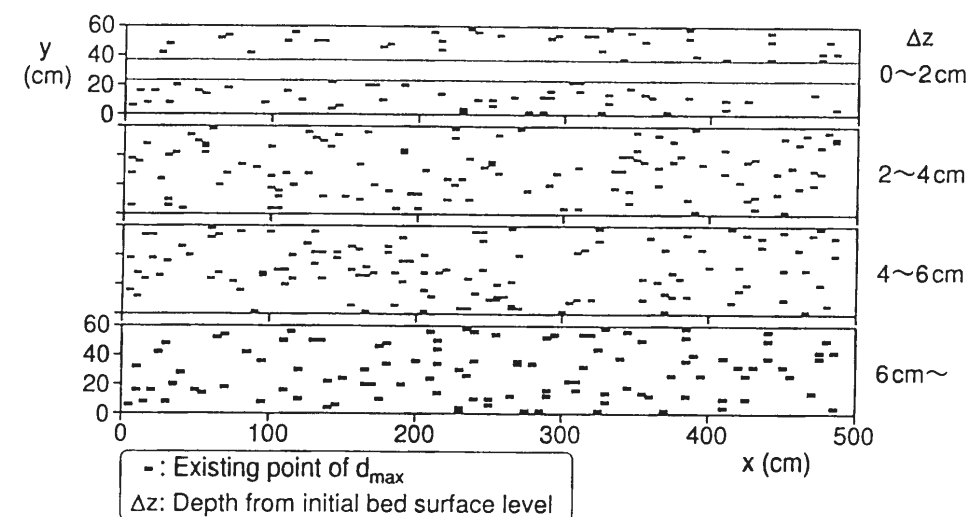


Fig. 5.16 Arrangement of  $d_{max}$  in Case E.

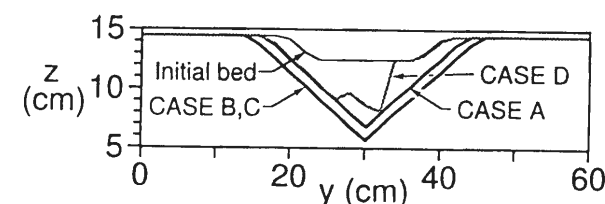


Fig. 5.17 Cross-sectional shapes on  $t = 60 \text{ min.}$  at  $x = 250 \text{ cm}$  obtained by the numerical simulations.

Case E においては Case D と同様にランダムに抽出した125点について最大粒径階のみで構成されていると考え、さらに、深さ方向に大きな粒子の存在が異なることを想定している。すなわち、河床堆積層を深さ方向に2cmずつの層に分割したのち、各層においてそれぞれランダムに抽出された125点に対して、最大粒径階のみで構成されているとしている。各層の不動点の配置状況が Fig. 5.16 に示されている。

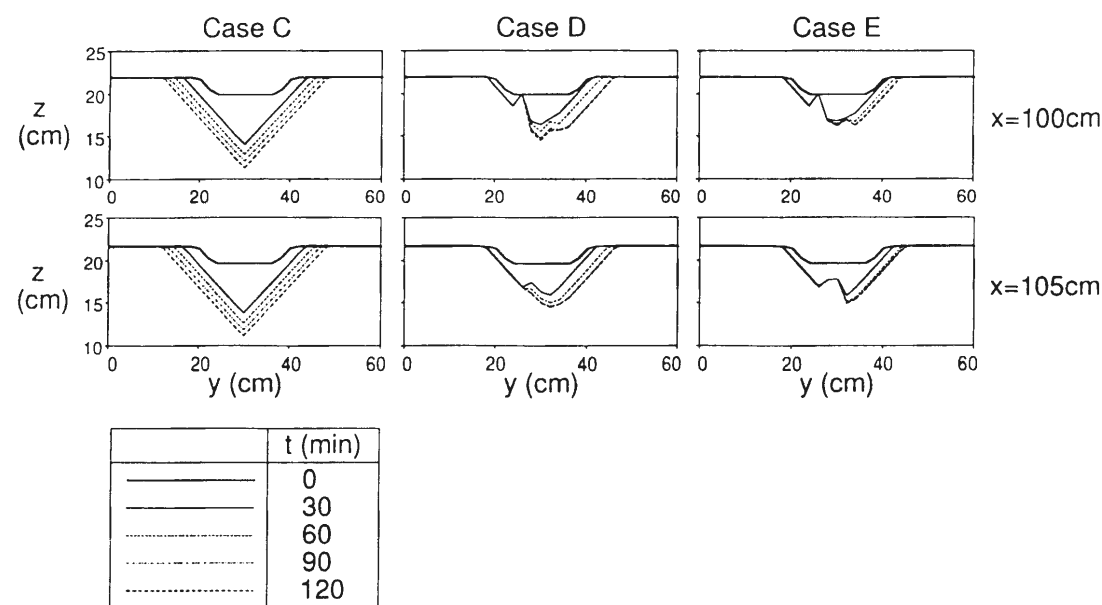


Fig. 5.18 Cross-sectional shapes obtained by the numerical simulations.

すべてのケースにおいて $\Delta x$ は5cm、 $\Delta y$ は2cm、時間ステップは0.02秒である。Fig. 5.17はCase A～Dの $t=60$ 分における $x=250$ cmの断面の河床横断形状を示している。これを見ると、まず粒度分布の幅が広いCase B, Cの侵食量が大きいことが分かる。平均粒径を同じにして粒度分布の幅を広げると、細粒分の存在率が大きくなるため、このような結果になったと考えられる。いずれのケースにおいても $t=60$ 分の時点ではほとんど流砂は存在しなくなっており、アーマールコートが形成されている。水みちの横断方向への変動はCase Dを除いてほとんど見られないが、これは、上流からの給砂が無く、縦侵食が進むような場においては水みちの横断方向への変動が起こりにくくなる、という芦田ら<sup>13)</sup>による実験結果と適合する。Case Dの河床が凸凹しているのは、大粒子の存在するメッシュで侵食が起こっていないためである。

Fig. 5.18はCase C, D, Eにおける河床横断形状の時間的変化を示している。Case DとEにおいて、初期状態の河床表面における不動点は同じ配置にされているため、 $t=30$ 分程度までは両者の侵食過程は互いに似通っている。しかし、時間の経過と共に $x=105$ cmにおける断面形状に差が生じていることが分かる。すなわち、Case Dでは次第に河床中央部が低下してゆくのに対し、Case Eではより下の層に配置された不動点が露出したために、 $t=60$ 分以降は侵食が進んでいない。

Fig. 5.19にはCase C, D, Eにおける河床コンター図と流速分布図および河床表層の平均粒径が示されている。また、Fig. 5.20にはそれらのケースにおける総侵食土砂量の時間的変動が示されている。Case CとCase Dを比べて見ると、同じ河床材料であっても大きい粒子の評価法を変えることにより、河床侵食量に大きな差が生じることが分かる。さらに、深さ方向に大きい粒子の配置が異なるCase Eでは、より一層侵食量が小さくなっている。

本計算において最大粒径階の粒径は約2cmであり、計算メッシュの横断方向のサイズと同程度となっているが、このような状況は決して特殊なものではない。流路の形状を表現するには、計算メッシュの大きさは流路幅の1/10程度以下にする必要があり、これ以上計算格子の間隔を拡げることはできないため、水みち幅の1/10以上のサイズをもつ粒子が存在する場合には、

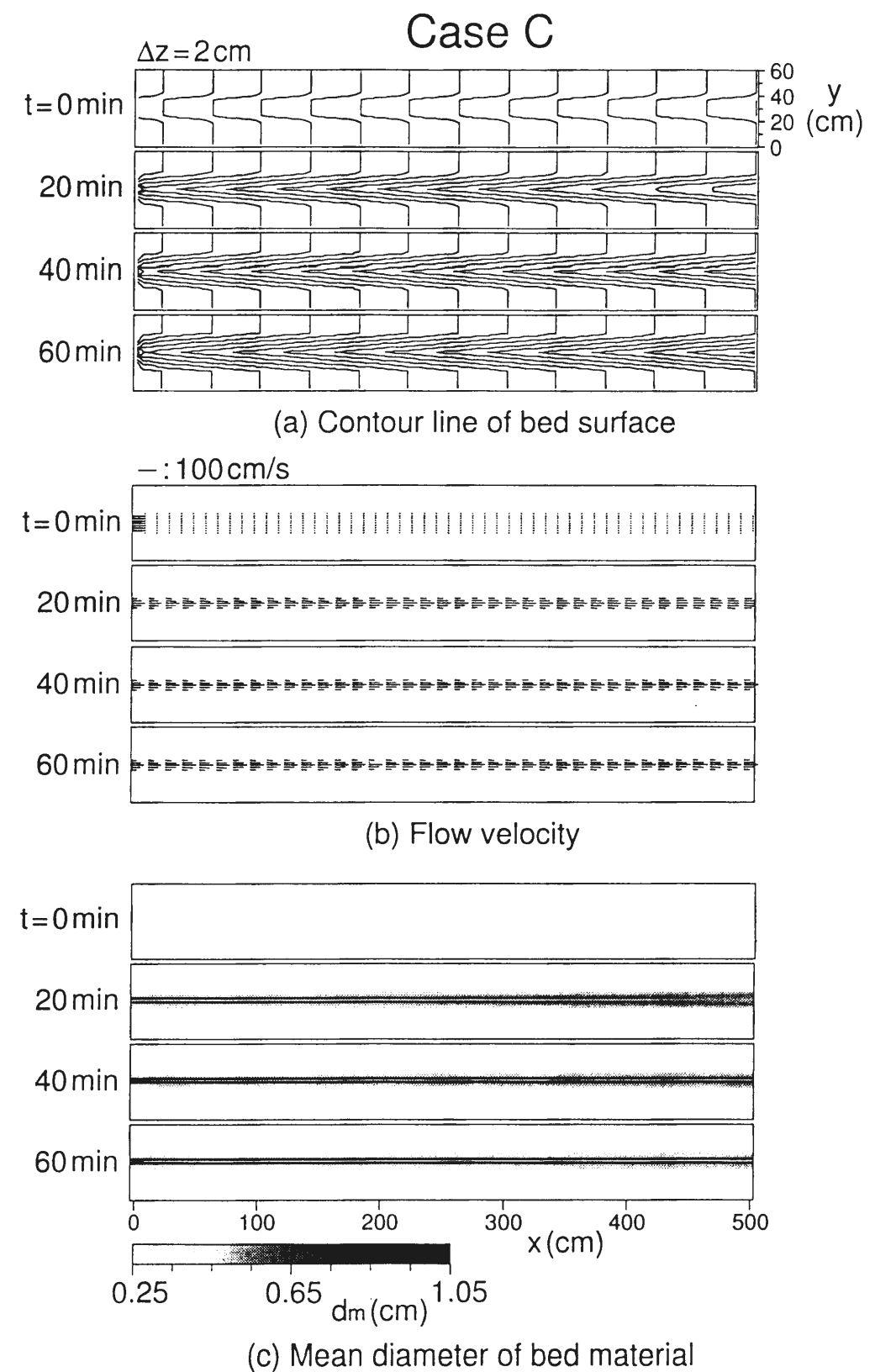


Fig. 5.19(1) Contour lines, flow velocity and mean diameter of bed surface in Case C calculated by the two-dimensional model.

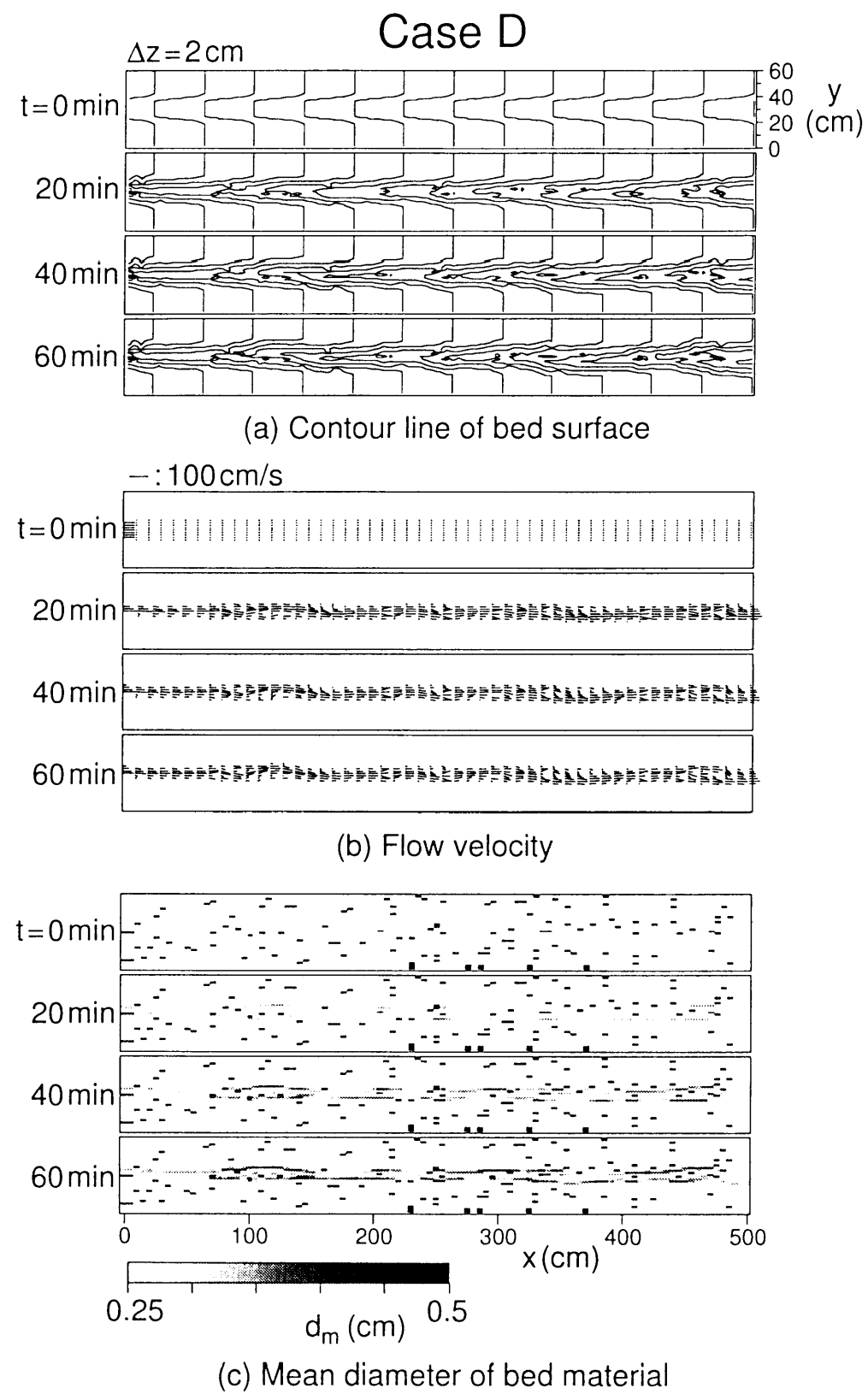


Fig. 5.19(2) Contour lines, flow velocity and mean diameter of bed surface in Case D calculated by the two-dimensional model.

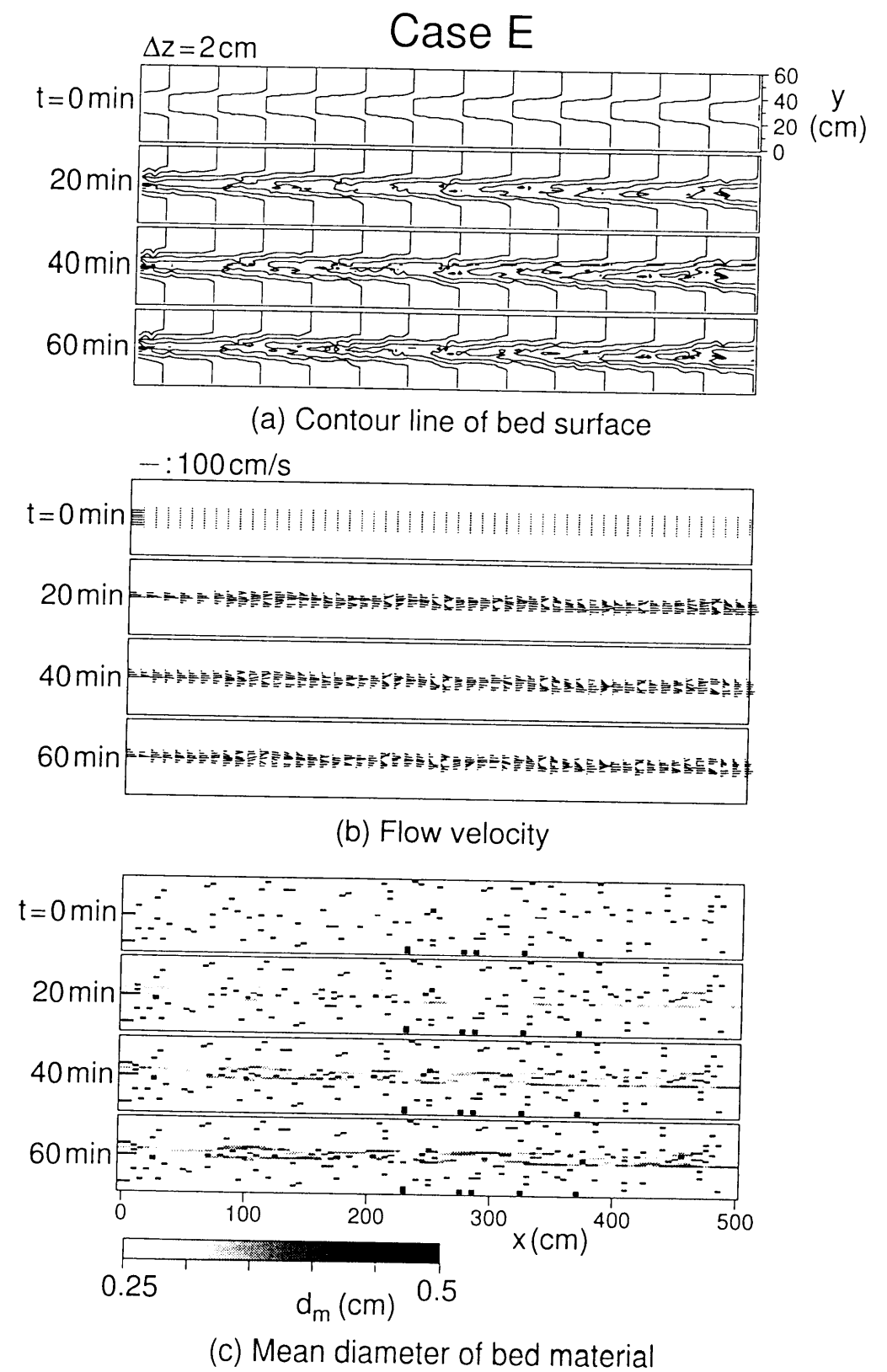


Fig. 5.19(3) Contour lines, flow velocity and mean diameter of bed surface in Case E calculated by the two-dimensional model.

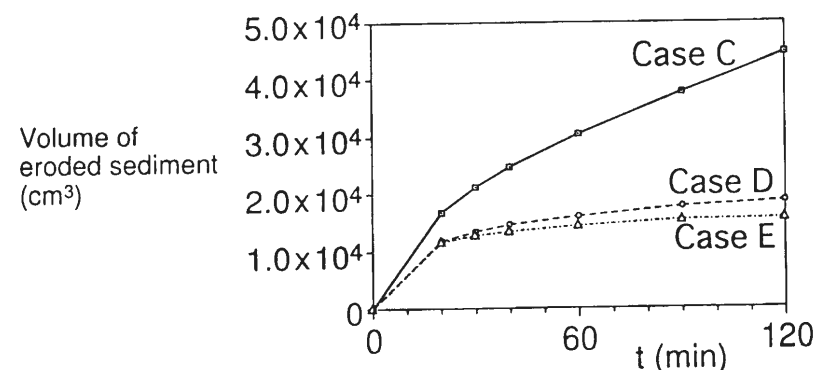


Fig. 5.20 Eroded volume calculated by the two-dimensional model.

メッシュサイズと粒子が同程度あるいは粒子の方が大きいようなこともあり得るわけである。したがって、山地河川を対象とした流路変動を考える場合には、大きい粒子の存在をどのように扱うかという問題を避けることはできないと思われる。計算を行う上でメッシュサイズよりも粒子サイズが大きくとも別段問題はないが、本計算で明らかになったように流路の変動過程や河床侵食量に差が生まれることは注意すべき点であると思われる。今後、現地への本モデルの適用を通じて、この点について一層の検討を行う予定である。

## 5.6 まとめ

本章においては、幅広い粒度分布をもつ場の河床変動に関して水路実験ならびに数値シミュレーションによる解析を行った。ここに、本章で得られた成果を要約する。

- (1) 掃流砂を対象とした混合砂礫床の侵食・堆積速度式を新たに提案した。侵食・堆積速度は平衡土砂輸送濃度と流砂濃度との差、および摩擦速度と各粒子の移動限界摩擦速度との差によって求められる。
- (2) 侵食・堆積速度式の妥当性の検討のため、水路実験の結果との比較を行った。その結果、河床の窪みに流砂の一部が落ち込む現象（トラップ）を考慮すれば、計算される侵食・堆積速度は実験結果とある程度一致することが判明した。また、粒径階ごとの侵食・堆積速度も実験値を再現できることが分かった。
- (3) 一次元的な混合砂礫床の侵食過程に関して、水路実験ならびに上述の侵食・堆積速度式を組み込んだ数値解析モデルによる計算を行ったところ、河床変動量が大きいケースに関しては、両者の結果が比較的良好に一致することが分かった。
- (4) 侵食・堆積速度式を2次元河床変動モデルに組み込み、混合砂礫床の水みち侵食に関する計算を行ったところ、河床材料の平均粒径が同じであっても、粒度分布の範囲が広がると河床侵食量が増加することが分かった。
- (5) 水みちを形成するような条件下における河床変動計算において、河床材料のうちの大きい粒子の存在率を全領域に均等に与える方法に比べ、大きい粒子の存在場所を特定する方法では、河床侵食量が小さくなることが明らかになった。

今後、堆積が生じるような条件下における水路実験や実河川への適用を通じて、より一層モデルの改良を図る必要がある。

## 参考文献

- 1) Einstein, H. A. : The bed-load function for sediment transportation in open channel flows, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin, No. 1026, 1950, pp.1-71.
- 2) Egiazaroff, I. V. : Calculation of nonuniform sediment concentration, Proc. ASCE, HY4, 1965, pp.225-247.
- 3) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206号，1972，pp.59-69.
- 4) 水山高久：山地河川の掃流砂に関する研究，京都大学学位論文，1977.
- 5) 鈴木幸一・栗原崇・山本裕規：二粒径混合砂礫による流砂量に及ぼす砂礫の混合効果の検討，水工学論文集，第38巻，1994，pp.627-632.
- 6) 中川博次・辻本哲郎・原稔明：混合砂礫の粗粒化過程について，京都大学防災研究所年報，第20号 B-2，1977，pp.259-273.
- 7) 高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，新砂防 44-3，1991，pp.12-19.
- 8) 芦田和男・江頭進治・高村裕平：移動床のアーミング機構に関する研究，京都大学防災研究所年報，第32号 B-2，1989，pp.517-526.
- 9) Bagnold, R. A. : The flow of cohesionless grains in fluids, Philosophical Trans. Royal Soci. of London, Vol. 249, 1957.
- 10) 土屋義人：混合砂礫の限界掃流力に関する研究，京都大学防災研究所年報，第6号，1963，pp.228-253.
- 11) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究，土木学会論文集，第41号，1956，pp.1-21.
- 12) 高橋保・里深好文・奥村裕史：山地河川の流路変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第39号 B-2，1996，pp.321-332.
- 13) 芦田和男・江頭進治・樽屋啓之・里深好文・高村裕平：砂防ダム堆砂域の侵食と流路の形成機構，京都大学防災研究所年報，第31号 B-2，1988，pp.507-523.



## 6章 砂防構造物による流出土砂と河川変動の制御に関する研究

### 6.1 概 説

豪雨や地震によって引き起こされる大規模な山腹の崩壊現象、あるいは火山活動にともなう大量の火山噴出物の生成といった、数十年あるいは数百年に一度の頻度で発生する土砂の大規模かつ急激な生産が起こると、周辺の河川への土砂の供給量が急増し、下流域に大きな影響を及ぼす。例えば、昭和59年に発生した長野県西部地震以後の王滝川流域や平成7年の豪雨災害以後の姫川流域、あるいは雲仙普賢岳の火山活動以後の水無川流域などは、カストロフィックな土砂の生産が河川流域に大きな影響を及ぼすことの典型例と言えよう。このような場合、流域（主として下流域）を土砂災害の危険から守るための対策として、砂防ダムや遊砂地や床止めといった砂防構造物の建設が進められることが通常である。これは、下流への急激な土砂の流出を抑制するためには、砂防構造物によって河川の変動をコントロールすることが有効と考えられるからである。従って、より効果的な土砂流出対策を行うには、各構造物が持つ河川変動制御機構を解明してゆく必要があるといえる。そこで、本章では各種砂防構造物のうち不透過性の砂防ダムと遊砂地に着目し、水路実験や数値シミュレーションにより、その河川変動制御機構に関して検討を行う。

まず、不透過性砂防ダムの機能としては、有害な土砂を貯留することや、流路の侵食を防止することに加えて、土砂流出を調節することが挙げられる。いま、活発・急激な土砂の生産現象が発生したような流域において、砂防ダムを設置することを考えると、流出土砂をすべて砂防ダムのポケットで貯留することが不可能な状況もあると思われる。このような場合、一回の出水で流出する土砂のピーク値を抑制することが次善の策と考えられる。砂防ダムの機能の一つとされる土砂調節機能とは、まさにこのピーク流砂量の抑制作用を指している。**Fig. 6.1**に砂防ダムの土砂調節機能に関する模式図を示している。この図に示されるように、従来の不透過性砂防ダムの土砂調節容量は、洪水時の堆砂勾配と平水時の河床勾配の差として説明されている。洪水時に高い濃度で流下してきた土砂は、砂防ダム上流に急な勾配で堆砂するために、流出土砂のピーク値が小さくなる。その後、洪水の流量逓減時や中小洪水時に堆積土砂は再び侵食され、調節容量が回復するとされている。しかし、洪水時の堆砂勾配や堆砂容量の回復過程などに不明な点が多く、定量的に評価できる段階には至っていない。

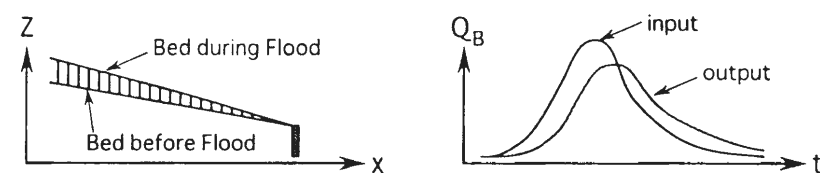


Fig. 6.1 Explanation of sediment control function of a sabo dam.

ところで、流出土砂を貯留するのではなく調節するというアイデアは、近年話題となっている下流河川や海岸における土砂環境の保全という観点からも支持されるものである。土砂の流下を阻止している最大の要因としては治水・利水用のダムが挙げられるが、砂防構造物による影響も決して小さいとはいえない。従来の不透過性の砂防ダムを例に挙げると、小規模な洪水や平水時のさほど危険とはいえない土砂まで貯留してしまうために、下流に供給される土砂量が減少していることは明らかである。また、小さな流量時に輸送されてくる土砂によって満砂してしまう砂防ダムも多く見られ、大規模な洪水に対して貯砂容量（ポケット）を維持することができないことも大きな問題である。近年、これらの問題を解決するために透過性の砂防ダムが採用されるようになってきている。

いま、不透過性の砂防ダムに幅の狭い水通し（スリット）を設けると、流量の増減に対応して堆砂高さが上昇・下降するため、より大きな土砂調節に結びつくことが期待される。これは、砂防構造物による積極的な河川変動制御の一例であるといえよう。そこで本章においては、このような砂防ダムの土砂調節機能に関して水路実験を中心とした解析を行う<sup>1)</sup>。ついで、砂防ダムの影響を考慮した一次元の河床変動シミュレーションモデル<sup>2)</sup>を構築し、水路実験への適用を図っている。また、砂防ダムを用いて土砂調節を行った場合に、時としてダム下流域に顕著な土砂の堆積が生じる可能性がある。そこで、砂防ダムの土砂調節に伴いダム下流域でどのような河床変動が生じるのかという点に関して、水路実験と2次元の数値シミュレーション<sup>2)</sup>による検討を行う。

カストロフィックな土砂の生産現象により、短期間に大量の土砂が流域に供給された場合、コントロールすべき土砂の量に較べて谷の規模が小さいために、砂防ダムによる土砂の貯留、調節が不可能となることが考えられる。このような場合、河道幅を部分的に拡大し、その内部に土砂を氾濫・堆積させる遊砂地が有効である。しかし、遊砂地内部に土砂がどのように堆積するかという基本的な部分でさえ、未だ不明な点が多い。そこで、遊砂地内部の土砂の堆積過程に関して水路実験ならびに数値シミュレーションによる解析を行う<sup>3),4)</sup>。

通常、遊砂地の下流端には堰が設けられ、その高さによる土砂の貯留効果が当然期されるが、ここでは河道幅の拡大による土砂の堆積機構を明らかにすることを目的としているので、遊砂地の河床の初期条件として下流端の堰の天端と同じ高さまで土砂が堆積している状態を設定している。

### 6.2 砂防ダムによる河川変動制御に関する水路実験

前述のように、砂防ダムの土砂調節容量は洪水時の堆砂勾配と平水時の河床勾配との差によって表されるが、この勾配の差を定量的に評価するには未だ多くの問題が残されている。いま、砂防ダム地点における流水幅を上流の河道幅よりも小さくするためにスリットや大口径の水抜き穴を砂防ダムに設けると、流水幅の縮小に起因するダム上流の河床のせき上げが予想される。また、その河床の上昇量は流量の増加に応じ増大すると考えられ、これを積極的に利用すれば、洪水のピーク時にダム上流に一時的に土砂を貯留し、流量逓減時にその土砂を排出することができるはずであり、効果的な土砂調節に結びつくことが期待される。そこで、このようなせき上げを伴う砂防ダム上流域の河川変動過程に関して水路実験<sup>1)</sup>による検討を行う。実際にはこのせき上



げの効果と堆砂勾配の差の両方が土砂調節機能として作用するものと考えられるが、ここではせき上げ効果に焦点を絞るために、洪水時と平水時の堆砂勾配に差がない場合を対象として実験を行っている。すなわち、給水量と設定した勾配  $i_*$  から計算される平衡流砂量を各時刻の給砂量とし、この勾配  $i_*$  は洪水中変化しないものとしている。

### 6.2.1 実験条件および方法

実験水路の概要が Fig. 6.2 に示されている。水路は長さが 12m、幅  $B_r$  が 50cm の矩形断面水路で、下流端に水通し幅  $B_d$  が 25cm、水路床から水通し天端までの高さ  $Z_d$  が 8cm の堰が設置されている。最大流量時においてもすべての流水は水通し部を通過する、すなわち、袖部の越流

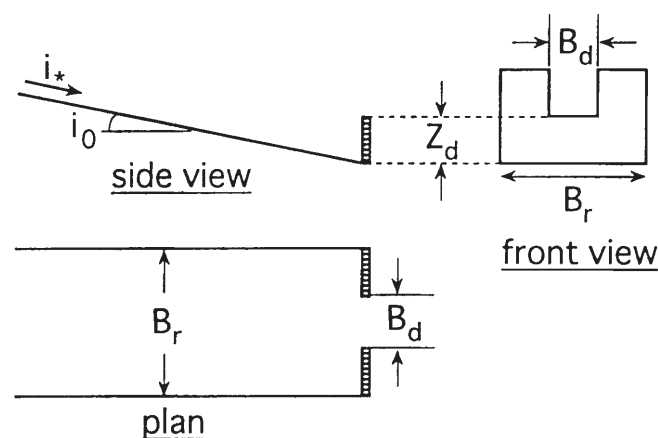


Fig. 6.2 Experimental flume.

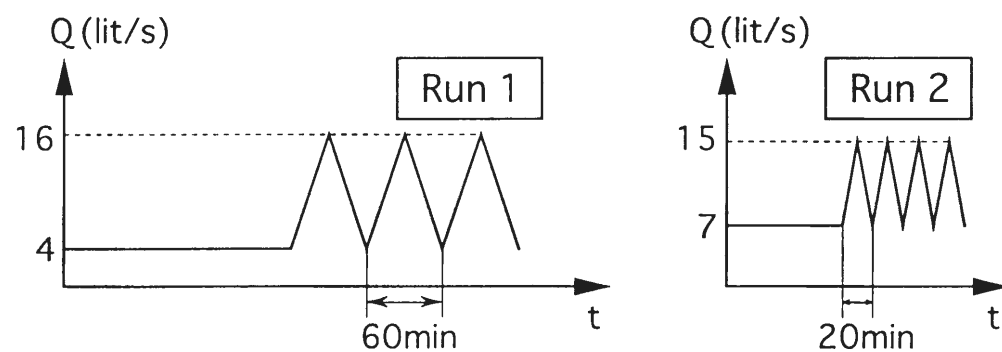


Fig. 6.3 Discharge hydrograph for experiment.

Table 6.1 Experimental condition

	$B_r$ (cm)	$B_d$ (cm)	$Z_d$ (cm)	$i_0$	$i_*$	$Q_{min}$ ( $\ell/s$ )	$Q_{max}$ ( $\ell/s$ )	$d_m$ (cm)
Run 1	50	25	8	1/50	1/300	4	16	0.0496
Run 2	50	25	8	1/30	1/50	7	15	0.282

は考えていない。上流からの給水量と給砂量とを時間的に変化させ、堰上流域の河床形状や堰から流出する土砂量の時間的な変化を計測した。

実験はダム堆砂域で常流が現れることをねらった Run 1 と、射流が現れることをねらった Run 2 の 2 ケースを行った。供給した流量のハイドログラフを Fig. 6.3 に示し、実験条件を Table 6.1 に示している。ここに、 $B_r$  は水路幅、 $B_d$  はダムの水通し幅、 $Z_d$  はダムの天端高さ、 $i_0$  は水路勾配、 $Q_{min}$ 、 $Q_{max}$  はそれぞれ給水量の最小値と最大値である。実験には平均粒径が  $d_m$  のほぼ一様な珪砂を使用している。 $i_*$  は給水量と給砂量に対応する平衡勾配（給砂勾配）である。

Fig. 6.3 のハイドログラフに示されるように、ある時刻までは給水量、給砂量を一定に保って、ほぼ平衡な河床形状を形成させた。その後、洪水流量として、三角波形のハイドログラフを繰り返し与えた。この時、給砂量の算定には芦田・道上の式<sup>5)</sup>を用いている。

河床位と水位の計測は流量が最大・最小となる時点で行われ、下流端における流出土砂量の計測は適当な時間間隔で行われている。

### 6.2.2 流水幅縮小による河床せき上げ効果に関する考察

Fig. 6.4 には Run 1 の最終洪水波における河床位・水位の縦断形状を示している。これを見ると、 $t_1$  と  $t_3$  の河床位、水位はほぼ一致しており、 $t_1$  から  $t_3$  の間にダム堆砂域に流入する土砂量と流出する土砂量とが等しくなっていることが分かる。洪水の流量増大時の  $t_2$  の河床位を見ると、ダム上流域のせき上げに伴い、 $x=3m$  より下流において顕著な河床上昇が認められる。 $x=3m$  より上流の部分では洪水の流量変化に伴う河床の大きな変動は認められないから、堆砂勾配の差によってこのような河床上昇が生じたのではないといえる。すなわち、流量の増減に応じてダム直上流の河床上昇量に変化することが明確になったといえよう。

Fig. 6.5 には Run 1 および Run 2 における下流端流出土砂量  $Q_{Bout}$  と上流端における供給土砂量  $Q_{Bin}$  とが示されている。Run 1 の最終洪水波を見ると、ピーク流砂量がカットされ、砂防ダムによって土砂調節が行われていることがわかる。流入土砂量の総量と流出土砂量の総量とがほぼ等しくなっていることは、上述のように最終洪水波の前後で河床形状がほぼ一致していることから明らかである。全般的な堆砂勾配の時間的な変動がなかったことから、せき上げ効果による土砂調節機能が明確になったといえよう。Run 2 においては、流入土砂量に対して流出土砂量が全体的に少なくなっている。すなわち、堆砂勾配が時間的に大きくなっていったといえる。これは、給砂条件の設定に問題があったためと考えられるが、流砂量式の精度から考えてやむを得ない。最大流量時に流出土砂量が小さくなっていることは明らかだが、せき上げ効果を見るには不十分である。

Fig. 6.6 に示されるダム直上流の河床上昇量  $\Delta z$  は以下のような方法<sup>1)</sup>で推定される。まず、ダム地点断面 (O) とダム上流に発生する渦の影響がなくなる断面 (I) との間で、流水の連続式、エネルギー式および流砂の連続式をたてる。ついで、両断面の抵抗係数が等しいと仮定し、摩擦損失と渦による損失を無視することにより、次式を得る。

$$\frac{\Delta z}{h} = \frac{Fr^2}{2} \left( \frac{1}{\alpha^2} - 1 \right) + \frac{\alpha}{\gamma} - 1 \quad (6.1)$$

ここに、 $h$  は断面 (I) の水深であり、 $Fr$  は断面 (I) におけるフルード数で、 $Fr = v/\sqrt{gh}$

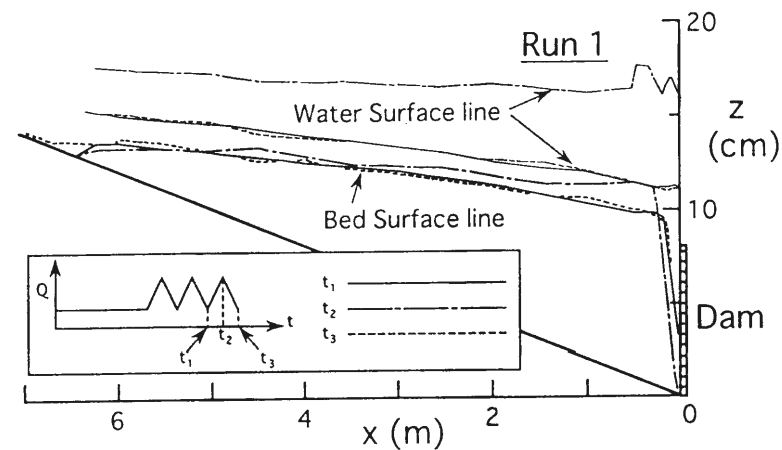


Fig. 6.4 Profiles of sediment bed and water level.

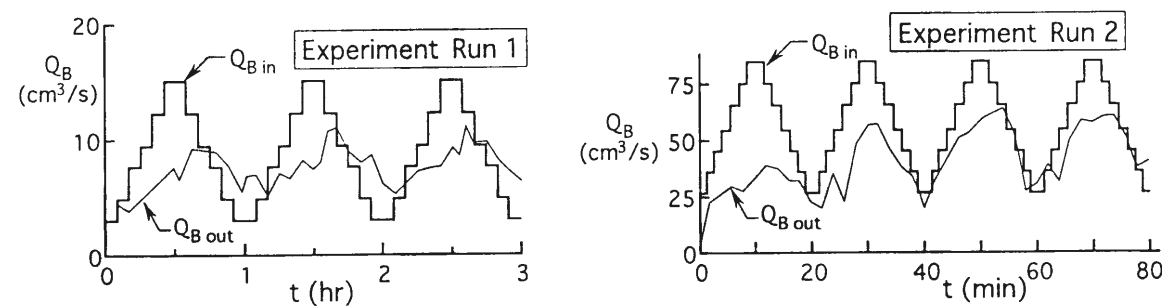


Fig. 6.5 Experimental results of sediment discharge hydrograph.

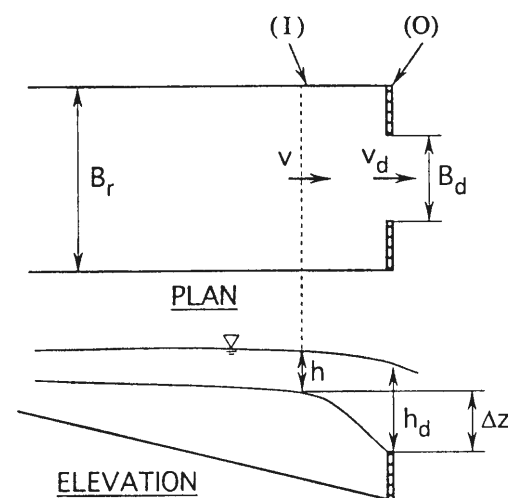


Fig. 6.6 Notation.

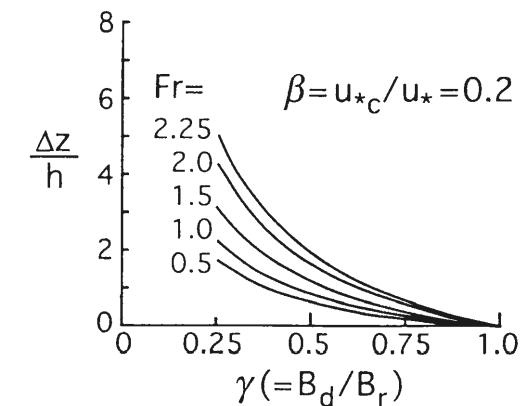
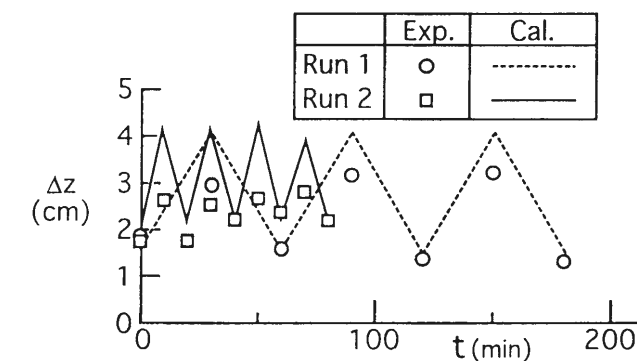
Fig. 6.7 Relationship between river bed aggradation and the contraction ratio  $\gamma$ .

Fig. 6.8 Comparison of the experimental bed aggradation at the section just upstream of the dam with the value calculated by Eq.(6.1).

と表される。 $g$  は重力加速度、 $v$  は断面 (I) における平均流速である。

掃流砂量式として芦田・道上の式<sup>5)</sup>を用いると、(6.1) 式にある  $\alpha (= u_*/u_{*d})$  と  $\beta (= u_{*c}/u_*)$  および  $\gamma (= B_d/B_r)$  との間に、

$$\alpha^3 = \gamma (1 - \beta^2 \alpha^2) (1 - \beta \alpha) / \{ (1 - \beta^2) (1 - \beta) \} \quad (6.2)$$

なる関係が導かれる。ここで、 $u_*$ 、 $u_{*d}$  はそれぞれ断面 (I)、(O) における摩擦速度であり、 $u_{*c}$  は限界摩擦速度である。

これらの式から、(I) 断面のフルード数  $Fr$  と  $\beta (= u_{*c}/u_*)$  をパラメータとして、河床の上昇量  $\Delta z$  が水通しによる流水幅の縮小割合を示す  $\gamma (= B_d/B_r)$  の関数として表される。 $\Delta z$  と  $\gamma$  の関係の一例を Fig. 6.7 に示している。

Run 1, Run 2 において計測された  $\Delta z$  と (6.1) 式とを比較した結果が Fig. 6.8 に示されている。これを見ると、最小流量時の河床上昇量は (6.1) 式によって良好に表されるのに対し、最大流量時の実験値は計算値をかなり下回っている。これは、ダム直上流の河床高が平衡状態に達するためにはある程度の時間が必要であり、かつ、その時間は河床低下時よりも河床上昇時の方が長いから、最大流量時には河床高が平衡状態に達する以前に流量が変化してしまうことによると考えられる。このように考えると、流量の時間的変動が大きいほど河床高の平衡河床からのずれは大きくなると考えられ、このずれが流砂量のピークカットに結びついているといえよう。

### 6.3 砂防ダムが存在する場合での河床変動シミュレーション

河床のせき上げを伴う砂防ダム上流域の河床変動過程をより詳細に調べるには、数値シミュレーションが有効と思われる。そこで、砂防ダムの影響を考慮した一次元河床変動シミュレーションモデル<sup>2)</sup>を構築し、前節の水路実験への適用を図る。流砂の形態としては掃流砂を対象とし、粒度分布の影響も考慮していない。

#### 6.3.1 河床変動の一次元支配方程式

一次元場において流れの連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (6.3)$$

と表せる。ここに、 $h$ ：水深、 $B$ ：流水幅、 $Q$ ：流量である。

流れの運動方程式は、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\tau}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (6.4)$$

である。ここに、 $u$ ：平均流速、 $P$ ：水圧、 $\tau$ ：河床せん断力、 $\rho$ ：水の密度、 $\epsilon$ ：渦動粘性係数である。河床せん断力はマニング則から評価し、水圧は静水圧を仮定する。

河床の連続式は、

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial q_b B}{\partial x} = 0 \quad (6.5)$$

である。ここに、 $z$ ：河床位、 $\lambda$ ：河床の空隙率、 $q_b$ ：単位幅流砂量である。単位幅掃流砂量  $q_b$  は 芦田・道上の式<sup>5)</sup>を用いて計算する。

#### 6.3.2 シミュレーションモデルの水路実験への適用

流れと河床変動を解くために、前述の支配方程式を差分化する。流速の評価点は Fig. 6.9 に示すように、水深、河床の評価点と  $\Delta x/2$  だけずらして配置している。

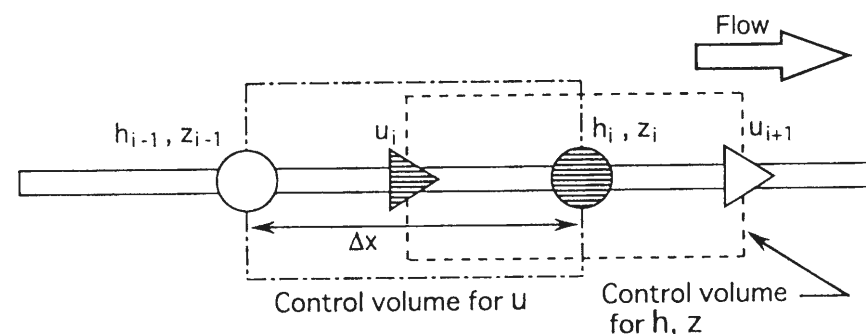


Fig. 6.9 Control volumes for calculating velocity and flow depth.

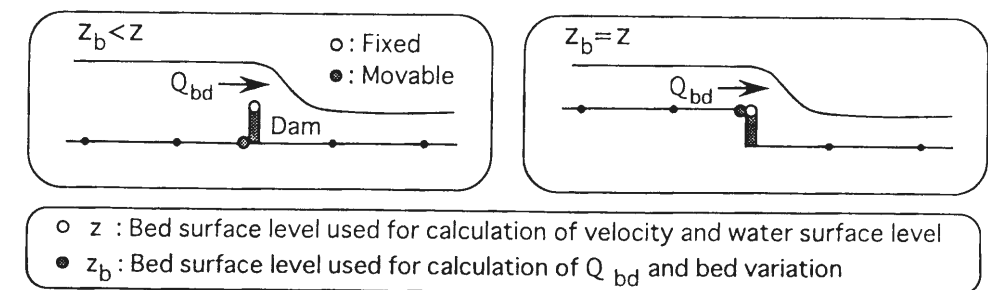


Fig. 6.10 Riverbed levels used for the calculation of water flow and sediment discharge at the sabo dam section.

Table 6.2 Computational condition

	$n_m$	$\Delta t$ (sec)	$\Delta x$ (cm)	$u_{*c}$ (cm/s)
Run 1	0.01	0.05	20	1.73
Run 2	0.01	0.01	20	4.76

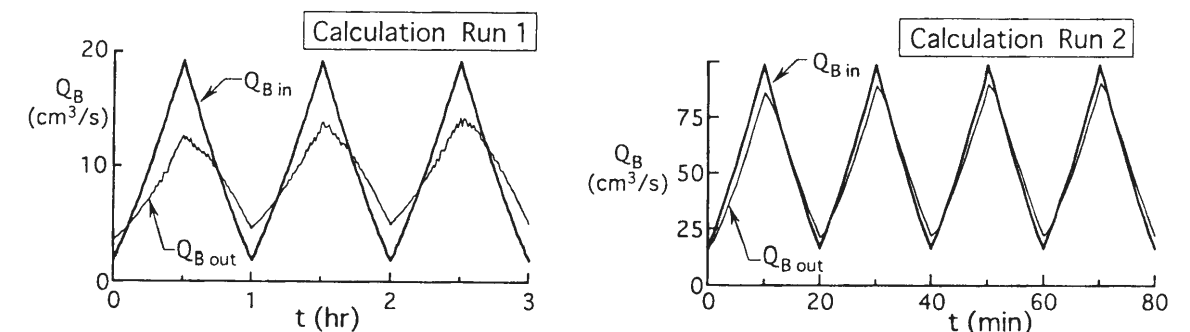


Fig. 6.11 Sediment discharge hydrograph predicted by present model.

砂防ダムは一つの河床の評価点（河床高は変化しない）で表し、流れの計算においてはダム天端高を河床位として用いている。ただし、砂防ダム地点での流砂量、すなわち、ダムの越砂量を計算する際には、Fig. 6.10 に示すようにダム地点に設定された仮定の河床位を用いている。すなわち、この仮定の河床位と水位との差から求められる水深で流速を再評価し、これをもとに掃流力や流砂量を計算している。この河床位は通常の河床評価点と同様に、後退差分で変動量が計算され、仮定の河床位がダム天端高さを越えた場合には、超過分に相当する土砂はすべて下流に流出するものとし、仮定河床位がダム天端より高くはならないようにしている。

このモデルを前述の水路実験 Run 1 と Run 2 に適用した。各ケースの計算条件が Table 6.2 に示されている。ここに、 $n_m$  はマニングの粗度係数、 $\Delta t$  は計算の時間ステップ、 $\Delta x$  は計算点の間隔、 $u_{*c}$  は限界摩擦速度である。粗度係数は実験値を参考にして決定した。これら以外の計算条件は Table 6.1 の実験条件と等しくしている。

Run 1 と Run 2 における下流端流砂量の時間的変動に関する計算値を Fig. 6.11 に示し、Run 1 の最終洪水波における河床位の縦断形状を Fig. 6.12 に示している。これらを見ると、Run 1 においてはこのモデルが水路実験を比較的良好に再現できていること、また、水路実験と同様

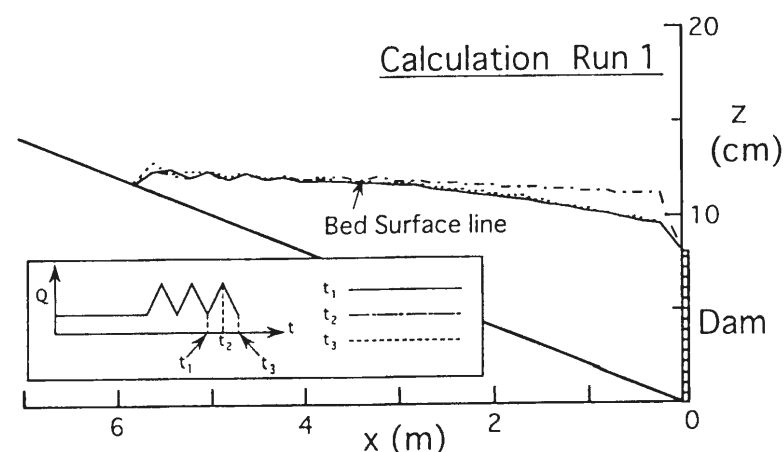


Fig. 6.12 Temporal variation of bed profiles predicted by present model.

にせき上げ効果により流出土砂のピークがカットされていることがわかる。水路実験では明確にせき上げ効果を確認できなかった Run 2 においても、確かに流出土砂量のピーク値が流入土砂量より小さくなっていることが確認される。しかし、その変動量はあまり大きいとはいえない。これは Run 2 の最大流量と最小流量の比が Run 1 に比べて小さいことによると考えられる。

### 6.3.3 砂防ダムの土砂調節機能に関する考察

上述のように、上流の流水幅と比較して狭い水通し幅を持つ砂防ダムを河道に設置することにより、砂防ダム上流の河床にせき上げが生じ、流出土砂量のピーク値が減少することが判明した。ここでは、前述の数値シミュレーションモデルを用いて、狭い水通しを持つ砂防ダムの土砂調節機能に関して考察する。

まず、洪水の周期が土砂調節機能に及ぼす影響に関して調べるために、Run 1 と同じ条件の下で洪水の継続時間  $T$  のみを変化させて計算を行った。Fig. 6.13 には下流端流砂量の時間的変動が給砂量と併せて示されている。いま、ひとつの洪水波における流出土砂量の最大値を  $P_{out}$  とし、流入土砂量（給砂量）の最大値を  $P_{in}$  とすると、両者の比  $P_{out}/P_{in}$  は砂防ダムの機能評価のための一指標と考えられる。Fig. 6.14 には数値シミュレーションによって得られた  $P_{out}/P_{in}$  の値が示されている。これらを見ると、砂防ダムの水通し幅を上流河道幅の  $1/2$  とした今回の計算では、1 波目の洪水に関しては、洪水継続時間  $T$  の短いケースにおいて流出土砂の最大値が給砂量に比べて大幅に減少していることが分かる。しかし、洪水が繰り返されるにつれ、その減少量は徐々に小さくなっていて、3 時間を超えた時点においては  $P_{out}/P_{in}$  の値は  $0.72 \sim 0.8$  程度となっている。

実際には繰り返し洪水が発生するとは考えられないので、第一波の洪水における  $P_{out}/P_{in}$  の値を用いることが妥当と考えられるから、洪水の周期が短く、流量の変化が激しいほど、せき上げによる土砂調節量は増大すると言えよう。

次に、洪水時の堆砂勾配が平水時の河床勾配より大きい場合における、砂防ダムの土砂調節機能に関して考察する。Fig. 6.15 に示すように、流量の変化に併せて上流からの給砂勾配  $i_s$  を変化させて、洪水の継続時間と砂防ダムの水通し幅が異なる 6 ケースの計算を行った。その他の

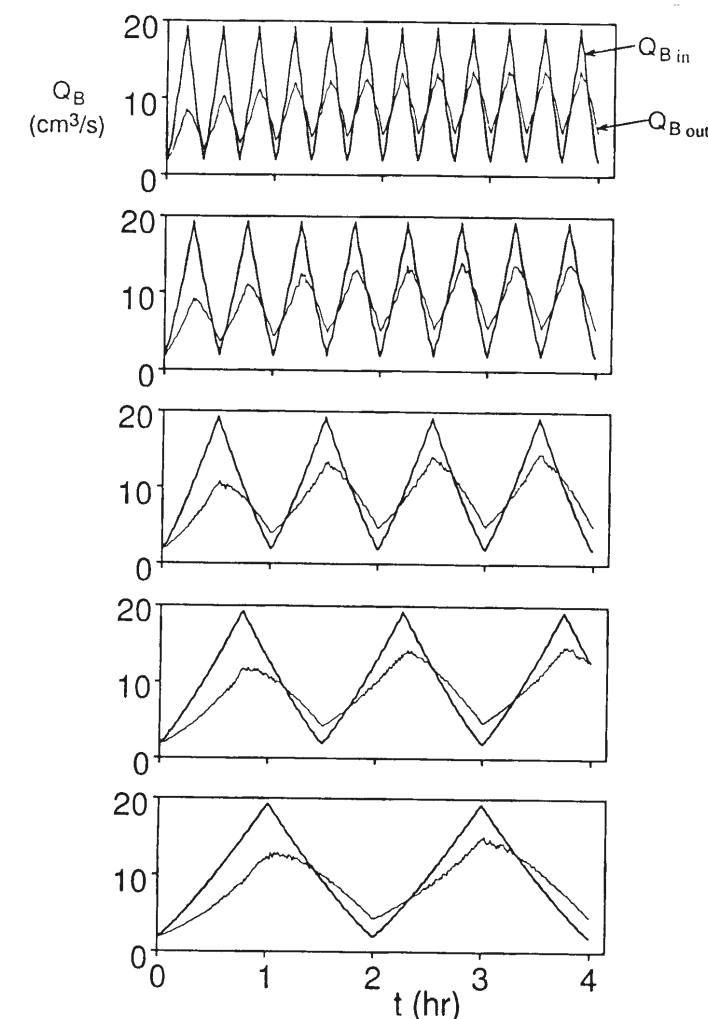


Fig. 6.13 Calculated sediment discharge hydrograph.

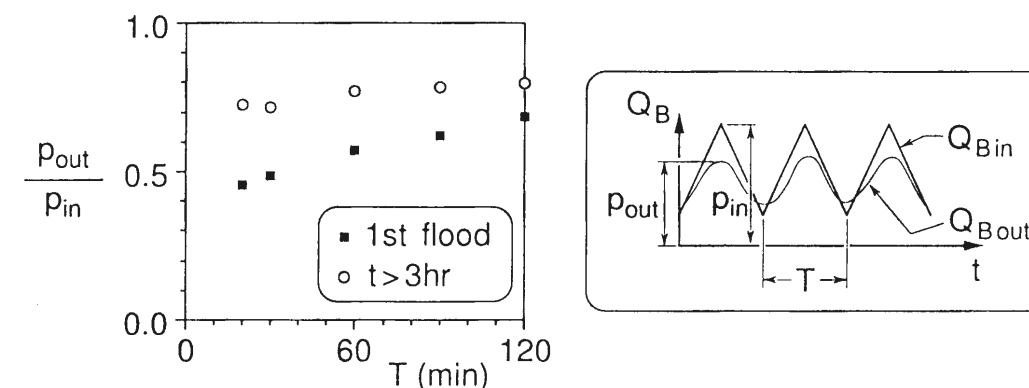


Fig. 6.14 Peak reduction rate of the sediment discharge by a sabo dam as a function of the flood duration time and the repetition of floods.

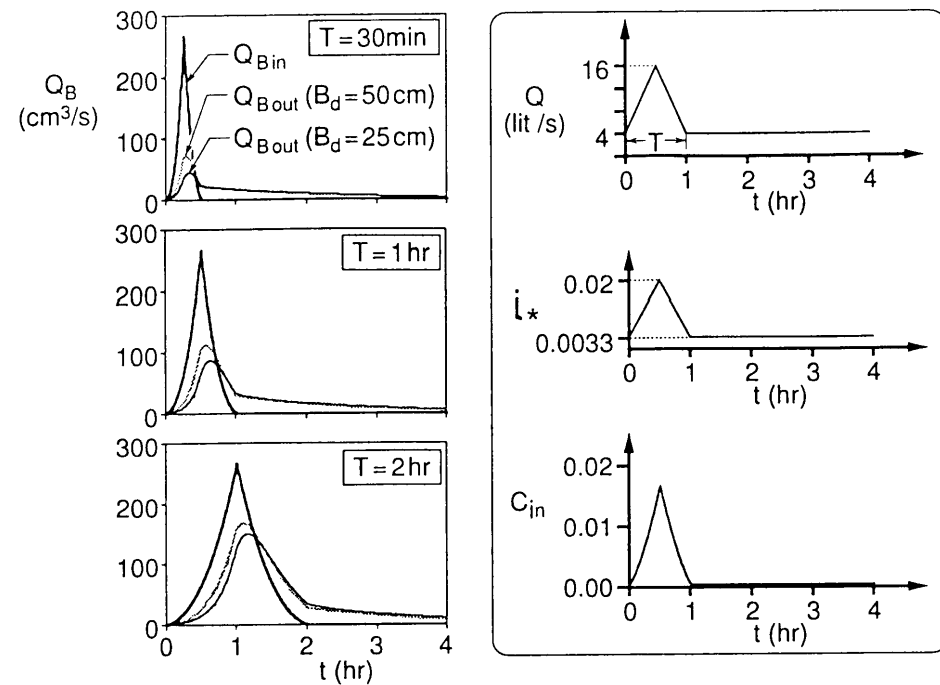


Fig. 6.15 Calculated sediment discharge hydrograph.

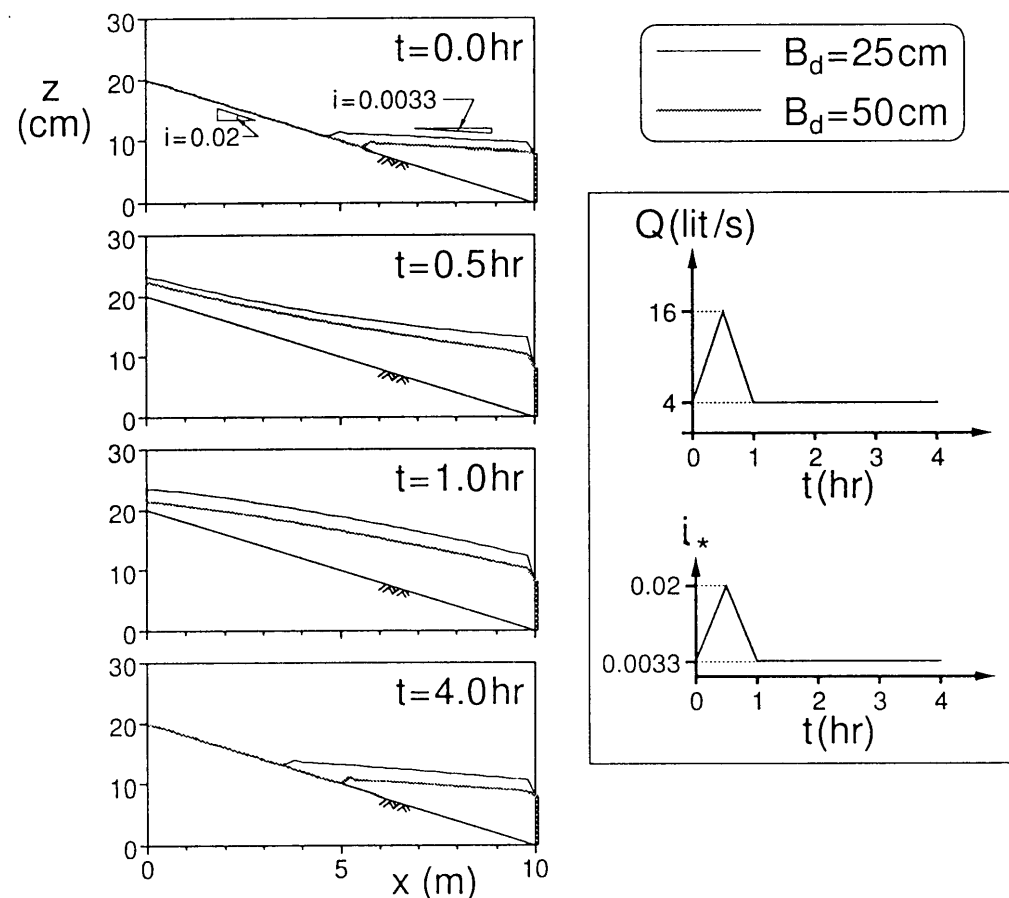
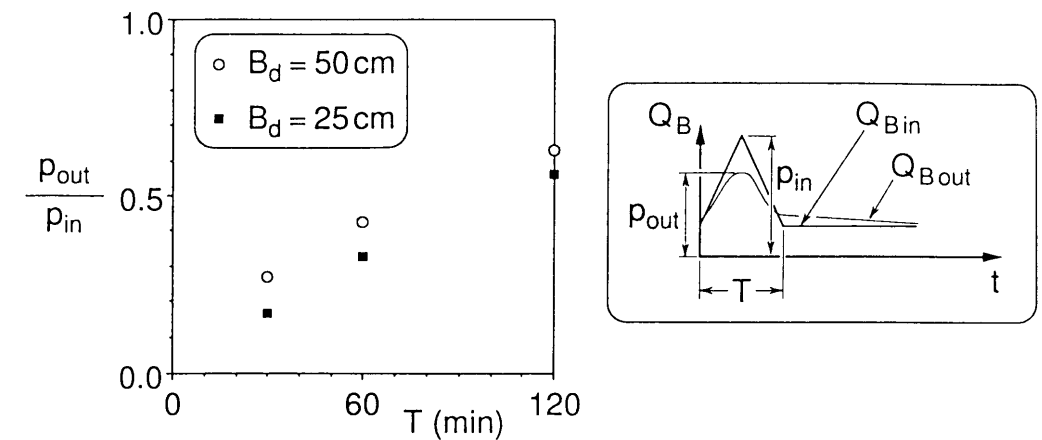
Fig. 6.16 Temporal variation of bed profiles predicted by present model.  $T = 1\text{hr}$ .

Fig. 6.17 Peak reduction rate of the sediment discharge for different flood duration time and different water-way width.

計算条件は前述の Run 1 と同じである。Fig. 6.16 には洪水継続時間  $T$  が 1 時間のケースにおける河床形状が示されており、給砂勾配の変化に応じて砂防ダム上流の河床勾配が変化している様子が分かる。各ケースにおける  $P_{out}/P_{in}$  が Fig. 6.17 に示されており、洪水継続時間が短いほどピーク流砂量が減少していることが分かる。また、砂防ダムの水通しを狭くすると、より一層流出土砂量のピークは小さくなる。

以上のように、一次元の数値シミュレーションにより、砂防ダムによる流出調節機能を定量的に評価できることが明らかになった。

## 6.4 砂防ダムの土砂調節に伴うダム下流部における土砂堆積に関する考察

従来、砂防ダムの土砂調節機能を論じる場合、あくまでダム地点での流砂量の変化を対象とすることが通常であった。すなわち、ダム下流における河床変動に対しては、さほど注意を払ってこなかったと言えよう。いま、Fig. 6.1 に示されたような土砂の調節が行われたとき、流量が低下してゆく過程でダム下流には高濃度の土砂が供給されることになる。これにより、時としてダム下流に顕著な土砂の堆積が生じ、新たな問題を生む可能性がある。そこで本節では、砂防ダム下流の土砂の堆積現象に関する水路実験<sup>2)</sup>を行い、どのような場合に顕著な土砂の堆積が生じるのかを検討する。また、3章において示された 2 次元河床変動シミュレーションモデル<sup>2),4),6)</sup>による計算も行い、水路実験の結果と併せて砂防ダム下流の土砂堆積過程について考察する。水路実験ならびに数値シミュレーションにおいては、最も極端な場を想定して、水路の上流からの給砂は行っていない。すなわち、高濃度で流下してきた土砂が、ダム上流に堆積した後、通常の流水によって侵食され、ダム下流に流出するような場を考えている。

砂防ダム下流域の土砂堆積現象がどのような場合に生じるのかを明らかにするために、Fig. 6.18 に示すような実験水路を用いて実験を行った。実験はダム上流側と下流側の初期河床勾配  $i_1$  と  $i_2$  をそれぞれ独立に種々設定して行った。実験条件を Table 6.3 に示している。使用した土砂は平均粒径  $2.83\text{mm}$ 、標準偏差  $\sqrt{d_{84}/d_{16}}=2.70$  の混合砂である。その粒度分布を Fig. 6.19

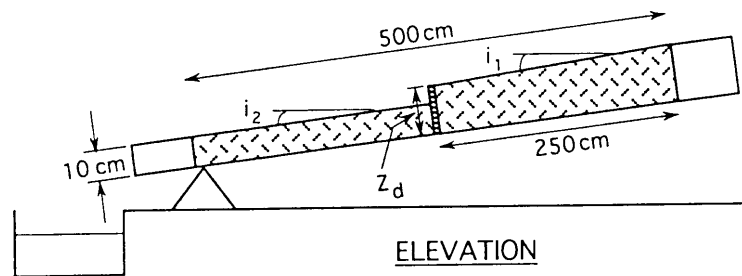


Fig. 6.18 Experimental flume.

Table 6.3 Experimental condition

	$i_1$	$i_2$	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Z_d$ (cm)
Run 5	1/20.3	1/30.0	505	12
Run 6	1/20.3	1/30.0	833	12
Run 7	1/20.3	1/51.5	538	12
Run 8	1/20.3	1/51.5	723	12
Run 9	1/20.4	1/76.9	483	12
Run 10	1/20.4	1/76.9	800	12
Run 11	1/12.4	1/78.7	438	8
Run 12	1/14.6	1/77.5	423	10
Run 13	1/14.2	1/99.0	433	10

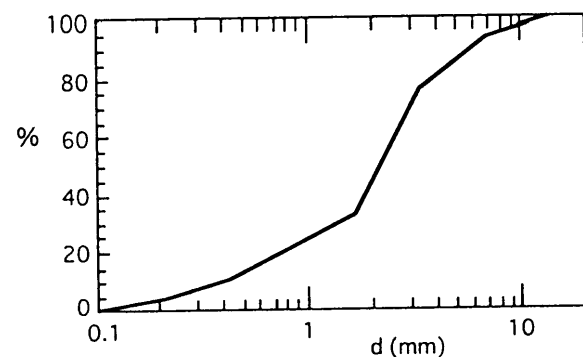


Fig. 6.19 Grain size distribution of sand employed in the experiment.

に示す。水路幅  $B_r$  は 40cm であり、ダムの水通し幅  $B_d$  は 17cm としている。ダム袖部は越流が生じない高さとなっている。ダム水通し天端と初期状態における下流側河床とは、いずれのケースにおいても 2cm の落差を設けている。初期状態において、ダム直上流河床はダム水通し天端と同じ高さに設定されている。初期河床には水路全域にわたって中央に深さ 2cm、幅 10cm の矩形の水みちを作成し、ダム直下部には局所洗掘防止を目的として直径 4cm 程度の礫を敷き詰めている。通水開始後 20min ごとに通水を中断して河床形状を測定した。

実験の結果、上・下流の河床勾配の差が大きいケースでは、時としてダム下流に大きな砂州が発生することが分かった。このような砂州はいったん形成されると、通水を継続してもほとんど

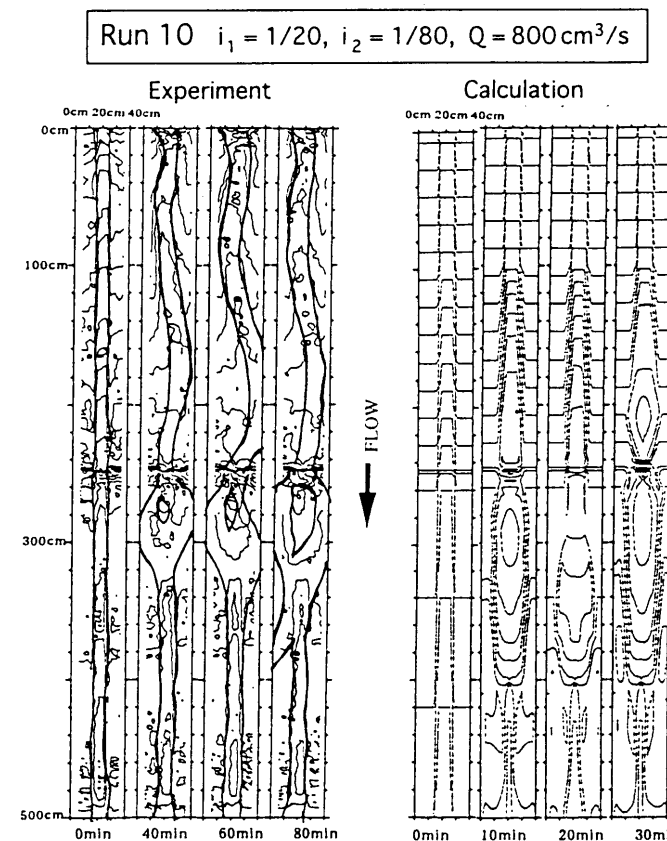


Fig. 6.20 Contour lines of bed surface and channel pattern.

侵食を受けない。砂州が発達するにしたがい、水みちは側岸方向へ大きく方向を変え、側岸に衝突するような流れが生じていた。Fig. 6.20 には顕著な土砂の堆積が生じた一例として、Run 10 の河床等高線の時間的変動を示している。図中の太線は写真から判読された水際線を示している。この図には後述する数値シミュレーションの結果も併せて示している。少し見づらいが、ダム下流の 60cm 程の区間で土砂の堆積が生じ、浮き州が形成されていることがわかる。これに対して Fig. 6.21 に示された Run 5 の河床形状には顕著な土砂の堆積は確認できない。両ケースともダム下流 20cm の区間で等高線が乱れているが、これは洗掘防止のために設置された礫の影響によるものである。

砂防ダム下流域の土砂堆積現象をより一般的に調べるには、2次元河床変動シミュレーションが有効であると考えられるので、3章に示した2次元河床変動モデル<sup>2),4),6)</sup>を水路実験へ適用してみた。計算においては河床砂は一様粒径とし、 $d=2.8\text{mm}$ としている。河床初期条件およびその他の諸条件は水路実験と同じ条件を与えている。河床形状の時間変化に関する計算結果が実験結果と併せて Fig. 6.20 および Fig. 6.21 に示されている。これを見ると、ダム下流の砂州の発生・非発生をほぼ再現できていることが分かる。ただし、砂州の発達速度等の実験値との差異が認められるので、これに関しては流砂量式等の見直しを図る必要があると思われる。

砂防ダム上流域のような比較的幅の広い領域では、通常水みちが形成され、それが横断方向に振れることによって川幅全体にわたる河床変動が生じている場合が多い。水みち幅を予測することは山地河川の河床変動を考える上で大きな課題のひとつである。本研究では、1章において一

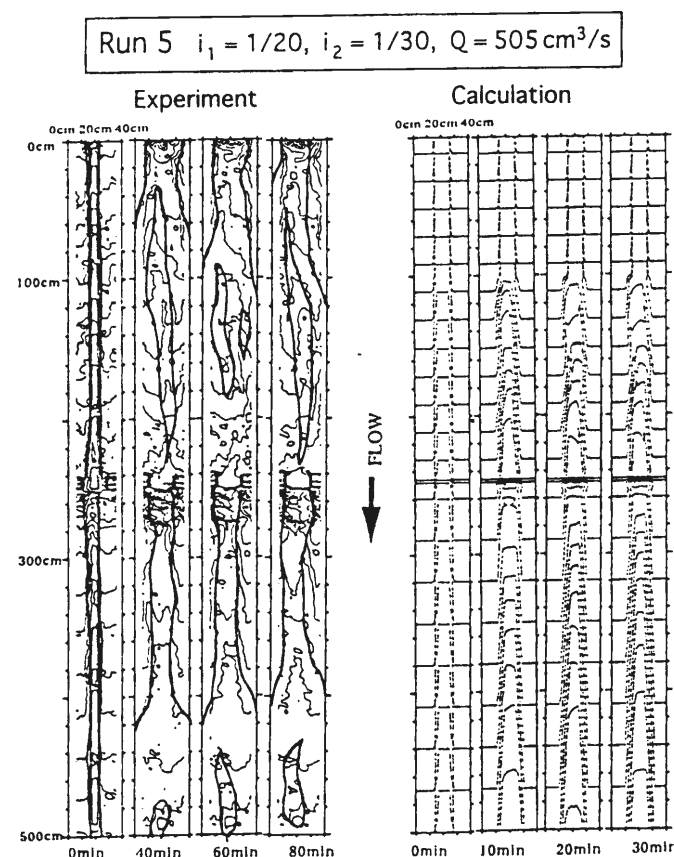


Fig. 6.21 Contour lines of bed surface and channel pattern.

様砂礫床における水みち幅  $B_w$  の推定式<sup>7)</sup>を次のように提案している。

$$B_w = \alpha \left( \frac{Q}{\sqrt{g d i_e}} \right)^{1/2} \quad (6.6)$$

ここに、 $\alpha$ ：係数 ( $=1.4$ )、 $Q$ ：流量、 $g$ ：重力加速度、 $d$ ：一様砂の粒径、 $i_e$ ：エネルギー勾配である。混合砂礫床上的水みち幅の推定に式 (6.6) を適用できるかどうかを調べるために、本実験で計測された水みち幅と式 (6.6) との比較を行った。Fig. 6.22 には代表粒径として  $d_{50}$ 、 $d_m$ 、 $d_{90}$  をそれぞれ用いた場合の式 (6.6) の値と実験値とが示されている。これを見ると、代表粒径として  $d_{90}$  を採用することにより、水みち幅の推定がある程度可能であることが分かる。今後より広範囲なデータを収集することによって、式 (6.6) の妥当性が確かめられよう。

Fig. 6.23 にダム下流域における顕著な土砂堆積の発生・非発生に関する領域区分を示している。図中の  $B_d$  は砂防ダムの水通し幅、 $B_w$  はダム上流域の水みち幅である。砂州発生の主たる要因としては、ダムの上・下流における掃流力の差が挙げられる。いま、ダム上下流において水みち幅に大きな違いがないとすると、河床勾配の差が掃流力の差を生むと考えられる。図をみると、ダム上下流の勾配の差が大きいケースにおいて顕著な土砂の堆積が生じていることが分かる。また、河床勾配の差が比較的小さいケースにおいても、ダムの水通しによって流水幅が縮小されるとき、ダム直下部に土砂が堆積しやすくなっていることが分かる。これはダム水通し部で流水幅が狭められ、強制的に流砂の横断方向の不均衡が生じているためであると考えられる。

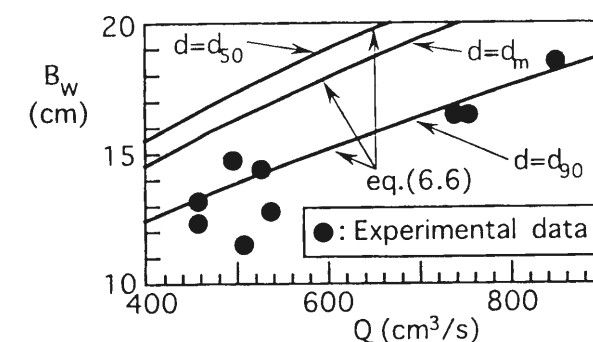


Fig. 6.22 Relationship between discharge and the stream channel width predicted by eq.(6.6)

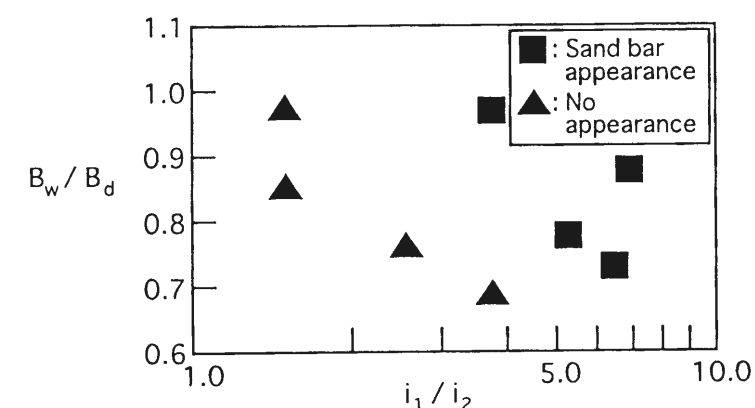


Fig. 6.23 An examination of the criterion for the occurrence of deposition at downstream of sabo dam.

砂防ダム上・下流の河床勾配の差は、まさに従来唱えられている砂防ダムの土砂調節機能の本質である。また、砂防ダムによって流水幅を狭めることは、ダム下流の土砂の堆積に拍車をかけることになり、これはスリット型の砂防ダムを設置する上で検討すべき問題であると考えられる。今後、砂防ダム下流域における河川周辺部の土地利用状況などもあわせて、総合的な検討が必要とされるところである。

## 6.5 遊砂地の土砂堆積過程に関する水路実験

本節では、遊砂地内部の土砂の堆積過程に関して水路実験を行っている<sup>3)</sup>。前述のように、ここでは河道幅の拡大による土砂の堆積機構に着目しているため、遊砂地の河床の初期条件として下流端の堰の天端と同じ高さまで土砂が堆積している状態を設定している。



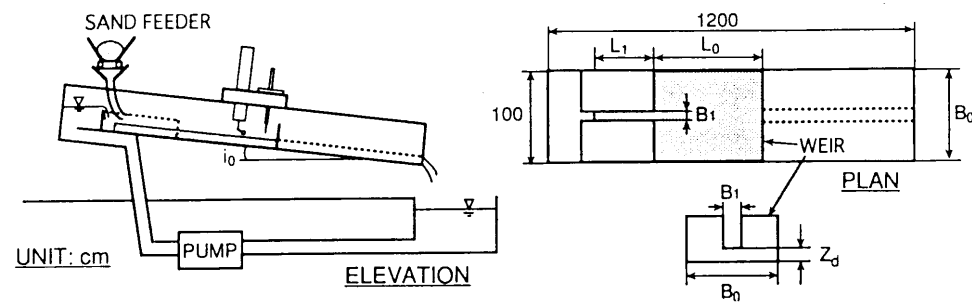


Fig. 6.24 Experimental flume.

Table 6.4 Experimental condition

	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Q_{Bin}$ (cm <sup>3</sup> /s)	$L_0$ (cm)	$B_0$ (cm)	$L_1$ (cm)	$B_1$ (cm)	$i_0$	$i_*$
Run 14	1000	17.13	300	100	140	10	0.0483	0.0551
Run 15	2000	40.19	300	100	140	10	0.0483	0.0569
Run 16	1000	17.13	150	100	140	10	0.0483	0.0622
Run 17	2000	40.19	150	100	140	10	0.0483	0.0564
Run 18	1000	17.13	300	100	140	10	0.0181	0.0511

### 6.5.1 実験条件・方法

実験は Fig. 6.24 に示すような長さ 12m、幅 1m の鋼製矩形断面直線水路を用いて行われた。水路中央部に幅  $B_0$ 、長さ  $L_0$  の遊砂地を設置し、その上流部には幅  $B_1$ 、長さ  $L_1$  の河道部を設けている。遊砂地下流端は幅  $B_1$  の水通し部を持つ堰となっている。ここで用いる座標系は  $xy$  座標系で、原点  $O$  は遊砂地上端の右岸側壁の水路底から垂直上方向 5cm の地点においており、流下方向に  $x$  軸、右岸から左岸方向へ  $y$  軸、水路底から垂直上方向へ  $z$  軸をとっている。

実験は 6 ケース行っており、各ケースの実験条件が Table 6.4 に示されている。表中の  $i_0$  は水路勾配、 $Q$  は流量、 $Q_{Bin}$  は給砂量、 $i_*$  は上流河道部の平衡勾配である。実験にはほぼ一様な粒径の珪砂を使用しており、その中央粒径  $d_{50}$  は 0.19cm である。下流端の堰の高さ  $Z_d$  はすべてのケースで 5cm としている。水路上流端において給砂・給水を定常的に与えている。河床の初期条件としては、下流端の堰の天端と同じ高さで水路床と平行な河床面となるよう成形した。すなわち、遊砂地内の初期状態における河床はすべて  $z = 0$  となっている。上流部河道の初期形状は  $x = 0$  において  $z = 0$  で、河床勾配が 1/20 となるよう成形されている。

河床位の計測は適当な時間間隔で通水を停止して行われた。計測にはローラー型の連続式砂面計が用いられ、 $x = -100$ cm から下流端まで縦断方向に 20cm ピッチ、横断方向に 1cm ピッチで行われた。下流端に流出する土砂を全量捕捉し、採取に要した時間で平均することにより、下流端流砂量を求めている。

### 6.5.2 遊砂地内の土砂の堆積過程に関する考察

Fig. 6.25 は Run 14 の河床等高線図である。隣り合う等高線の標高差  $\Delta z$  は 2cm である。Fig. 6.26 は Run 14～Run 18 の平均河床位の縦断形状を示している。Fig. 6.27 と Fig. 6.28 はそれぞれ遊砂地内の堆積土砂量の時間的な変化と下流端流砂量の時間的な変化を示している。

実験ケース Run 14 の実験結果を基に、遊砂地の土砂堆積過程について説明してみよう。前述のように、河床の初期条件としては下流端堰天端まで土砂が堆積している状態を設定している。このような領域に対して上流端から給砂・給水を始めると、河道から遊砂地へ流入した流水は、遊砂地全体を流れるのではなく一本の水みちを形成する。そして、流入部付近に小さい扇状地状の地形を形成する。この舌状の地形は時間の経過とともに流下方向に伸張し、かつ、その幅もわずかに広がってゆく。この時、流れの両サイドには自然堤防に似た小さな地形が形成されているため、流水の横断方向への流失はわずかである。扇状地状の地形の先端が  $x=150$ cm 付近に達すると、伸張は緩やかになり、先端部付近に砂礫の堆積が進むようになる。そして、その影響が上流に伝播し、水みちの河床が周囲の河床より高くなる、いわゆる天井川の様相を呈する。その後、河床の横断勾配が大きくなると、流路は横断方向へ振れ始め、水路幅全体を変動するようになる。ただし、流路の横断方向への変動において、Fig. 6.29 に示すような遊砂地入り口付近の三角形の領域には、水みち部の河床上昇に伴いその側岸が徐々に崩れ落ちることによって若干の土砂が堆積することはあっても、上流部からの水みちが進入し、大量に土砂を堆積させることはなかった。この領域の形状特性を調べるために、次のようなパラメーターを考えてみた。すなわち、Fig. 6.29 に示すように三角形の領域の幅を  $l_1$  としたときに、長さが  $\beta l_1$  であるならば、この  $\beta$  によって領域の形状が表される。Fig. 6.30 に各実験ケースにおける  $\beta$  の時間的な変動を示している。データにばらつきはあるものの、 $\beta$  はほぼ 1.5 から 4.0 程度の値となっていることがわかる。

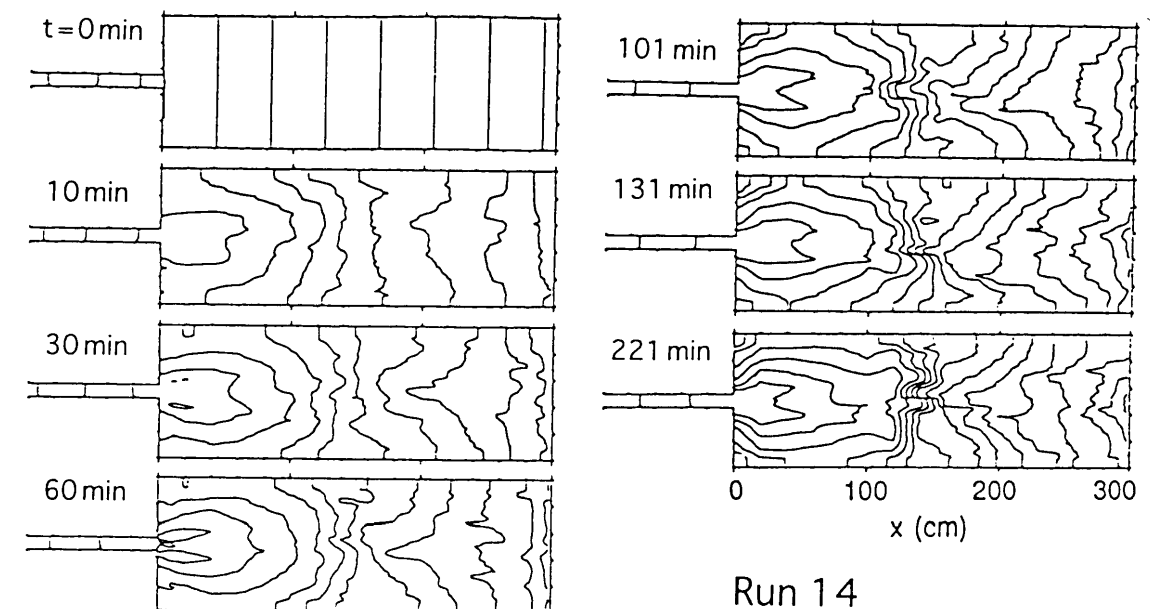


Fig. 6.25 Contour lines of bed surface in Run 14.

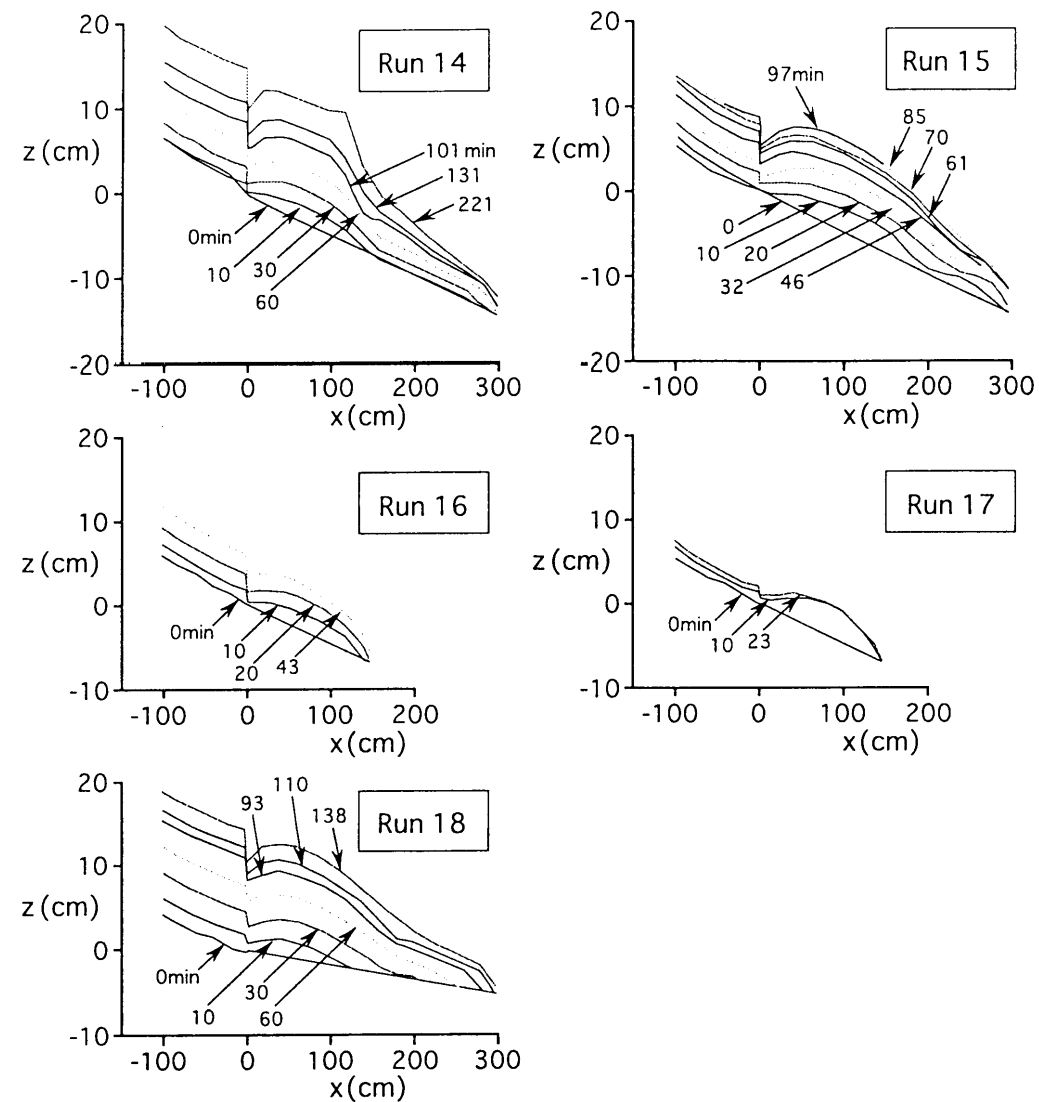


Fig. 6.26 Temporal variations of the average bed profile.

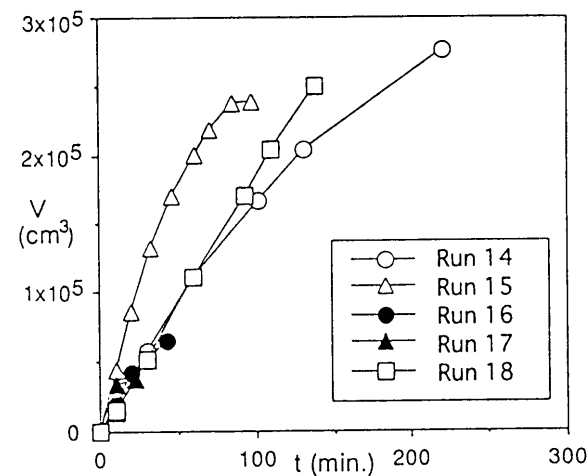


Fig. 6.27 Temporal variation in the cumulative volume of deposited sediment in the sand pocket.

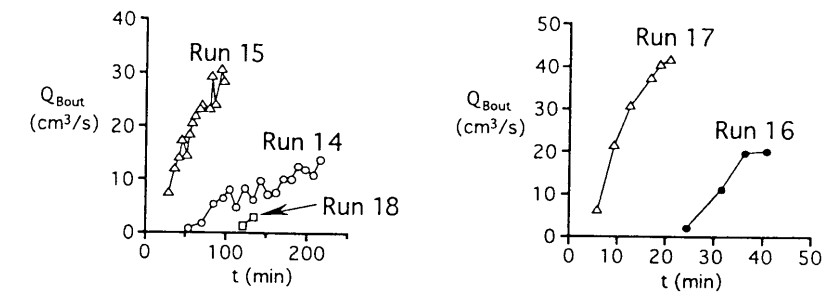


Fig. 6.28 Variation in the sediment discharge through the dam at the downstream end.

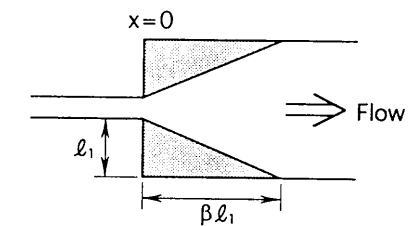
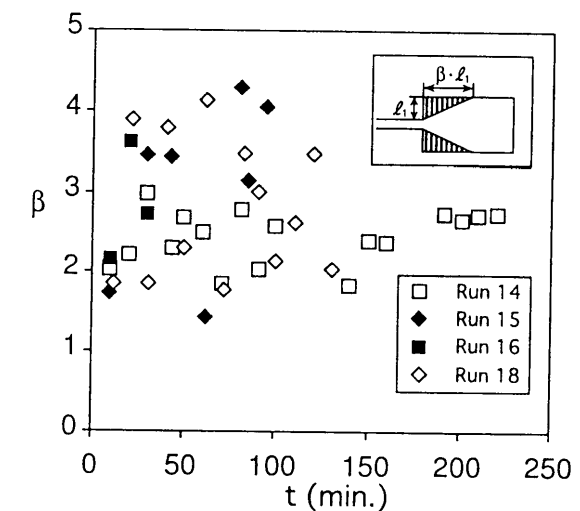


Fig. 6.29 Channel streams seldom enter into the shaded triangular areas near the entrance of the sand pocket.

Fig. 6.30 Temporal variation of form factor  $\beta$  shown in Fig. 6.29.

つぎに、扇状地状の地形の伸張が  $x=150\text{cm}$  付近で停止する原因について考察する。まず、第一の理由として流路の拡幅・分裂が挙げられる。河道部から流入した一本の水みちは、流下するにしたがい、わずかずつではあるが拡幅している。このような領域では流下方向に水深が減少し、掃流力が低下していると考えられる。ときには水みちが分裂する場合も見受けられた。すなわち、遊砂地入口から扇状地状の地形の伸張が停止する地点までの距離は、一本の水みちを維持できる限界の長さであると考えられる。Run 14において  $x=0\sim 150\text{cm}$  の区間の水みち幅は約  $25\text{cm}$  であり、フルード数は約  $1.7$  であった。2章において水みちが分裂にいたる距離に関して検討した結果、このような条件下では水みちはその幅の約  $6$  倍程度で分裂することが判明して

いる。これは遊砂地入り口から扇状地状の地形が伸張しなくなった地点までの距離が約 150cm であったこととよく適合する。流路の分裂に伴う急激な土砂輸送能の低下によって下流方向への堆砂の進行が緩やかになり、横断方向への流路変動に結びついているといえよう。

もう一つの理由としては、浸透流による水みち内の流量の減少が考えられる。実験においては浸透流によって水みちから数%、時には数 10 % の流量が失われることが確認された。しかし、実河川においては、河床材料がこれほど大きな透水性をもつとは考えにくいので、これ以上の検討は行わない。

Run 14 においては、Fig. 6.26 でも明らかなように  $x=150\text{cm}$  付近から上流にかけて凸型の河床形状となっている。前述のように、 $x=150\text{cm}$  あたりで水みちが分裂にいたるために、 $x=150\text{cm}$  より上流側では 1 本の水みちが比較的ゆっくりと横断方向へ振れているのに対し、この地点より下流側では流路は活発に分裂・合流を繰り返している。1 本の流路が分裂に至るまでの領域とそれより下流の複数の水みちが存在する領域とに分けて考えると、前者の方は流下方向に単調に掃流力が減少するため河床は上昇傾向になるのに対して、後者では流路の分裂・合流にともなって掃流力が複雑に変化し、河床の変動も複雑である。このようなことが河床位が上に凸となる原因であると考えられる。

ついで、Run 14 に比べて流量が大きい Run 15 について述べてみよう。このケースの堆積過程は Run 14 とほぼ似通っている。しかし、流量が大きく水みち幅が広いために、扇状地状地形の伸張が停止する地点はより下流になっている。

遊砂地長さが短い Run 16, Run 17 では、流路が遊砂地内部でほとんど分裂しないために、Run 14, Run 15 に比べて貯砂量は小さく、流出土砂は早い段階で流入土砂量と一致している。

遊砂地の初期河床勾配が給砂勾配よりも小さい Run 18 においても堆砂過程は Run 14 と似通っている。しかし、遊砂地内に堆積する土砂量が多いため、土砂流出が始まるまでに 110 分あまりを要した。これは Run 14 の 45 分と比べてかなり大きな値である。

## 6.6 遊砂地の土砂堆積過程に関する数値シミュレーション

遊砂地により効果的に河川変動制御を行うためには、遊砂地及びその上流域における河床変動を予測しうる数値シミュレーションモデル<sup>3),4)</sup>を開発することが有効であると考えられる。前節で示されたように、遊砂地内には水みちが形成される場合が多く、その水みちが横断方向に振れることによって、水路幅全体にわたる河床変動が生じている。このような場に通常の 1 次元解析を行うことは困難であるため、ここでは、3 章に示された網状流路の変動予測手法を適用してみる。

### 6.6.1 水みちの長さを利用した一次元モデルによる計算

比較的簡便に遊砂地の土砂堆積過程を再現するために、3.2 に示した水みちの長さを利用した網状流路パターン予測モデルと、一次元河床変動モデル（6.3.1 参照）とを組み合わせることにより、新たなモデルを提案する。

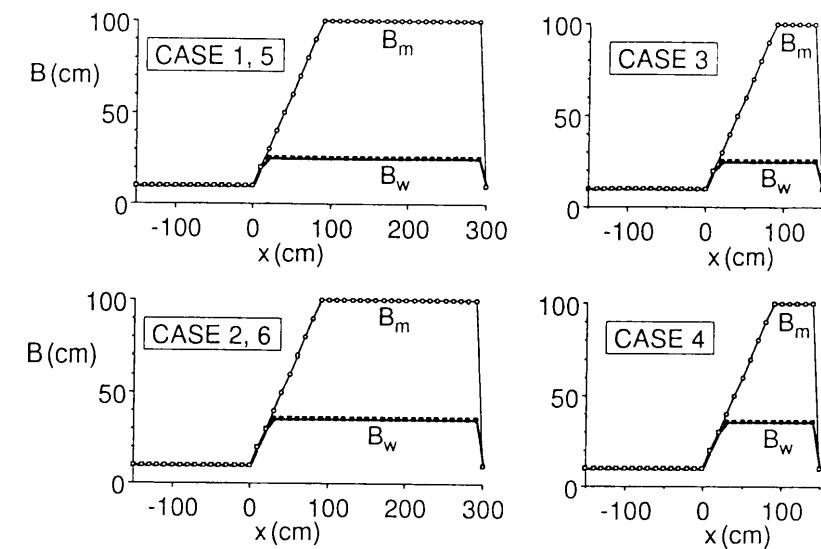


Fig. 6.31 Stream width  $B_w$  and flume width  $B_m$  employed in the calculation.

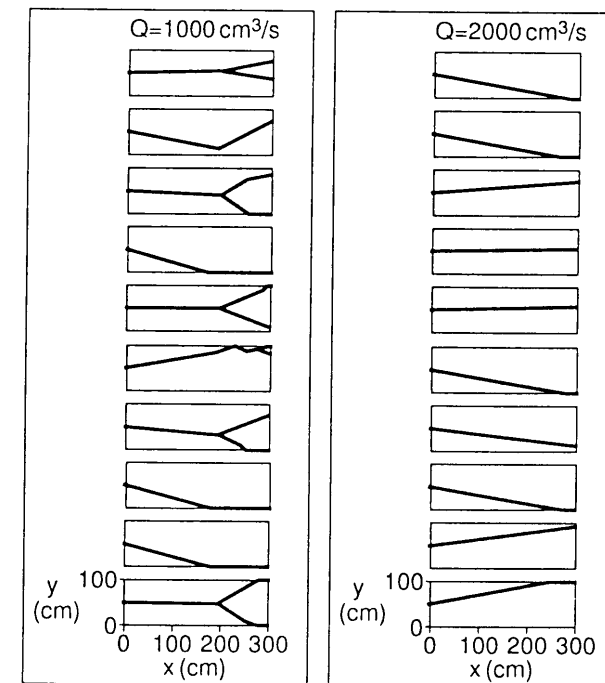


Fig. 6.32 Patterns of stream channels in the sand pocket predicted by the present model.

流れと河床変動の計算には、6.3.1 に示したような通常の一次元非定常流れの支配方程式を用いる。ただし、遊砂地内においては流量に応じた水みち幅  $B_w$  を仮定し、この水みちが河道幅全体を変動すると考えている。水みち幅  $B_w$  は、(6.6) 式により推定されるが、エネルギー勾配  $i_e$  の代わりに遊砂地内の初期河床勾配を用い、計算を通じて変化しないものとしている。

水みちは遊砂地の上流端付近のある範囲においては水路幅全体を振れることができないため、実験値を参考にして水みちが変動可能な幅  $B_m$  の縦断分布を与えている（Fig. 6.31 参照）。

また、水みちが分裂して急激に掃流力が低下することを考慮するため、流砂量の計算時に以下のような方法で補正を行っている。

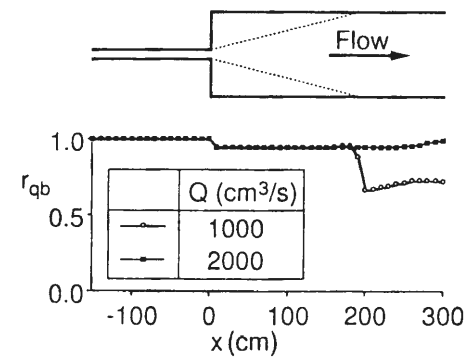


Fig. 6.33 Longitudinal distribution of reduction rate in sediment discharge due to channel variation.

1) 遊砂地内における平均的な流路のパターンを求めるために、水みち分裂時の流量配分比や分裂角度を決定する際に使用される乱数を変化させながら 1000 回の流路パターン予測を行った。この時、河床勾配としては遊砂地内の初期河床勾配を与え、河道幅としては遊砂地の幅を与えている。また、粒径、流量は実験条件にあわせている。Fig. 6.32 には遊砂地内に形成される流路パターンに関する計算結果の一例を示している。

2) 計算された各流路パターンに関して流砂量の縦断分布を求め、試行 1000 回分を平均化することにより、遊砂地内の平均的な流砂量縦断分布を求める。

3)  $x$  軸方向に直線的な一本の水みちが形成された場合の流砂量縦断分布を求め、この値で 2) の流砂量縦断分布を除することにより、流路変動（横振れ・分裂）に伴う流砂量の減少率  $r_{qb}$  が各計算断面において求められる。計算された  $r_{qb}$  の縦断分布を Fig. 6.33 に示している。

4)  $r_{qb}$  は初期河床勾配をもとに計算されたものであるため、堆積勾配が変化することにより当然  $r_{qb}$  も変化すると考えられる。しかし、ここでは簡単のため、この値が河床変動の計算中に変化しないものと仮定し、平衡流砂量式から得られる流砂量に乗じることにより、流路変動に伴う流砂量の急激な変化を表現する。

Table 6.5 Computational condition

	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$Q_{Bin}$ (cm <sup>3</sup> /s)	$L_0$ (cm)	$L_1$ (cm)	$i_0$	$i_*$
CASE 1	1000	13.78	300	140	0.0483	0.0483
CASE 2	2000	32.13	300	140	0.0483	0.0483
CASE 3	1000	13.78	150	140	0.0483	0.0483
CASE 4	2000	32.13	150	140	0.0483	0.0483
CASE 5	1000	13.78	300	140	0.0181	0.0483
CASE 6	2000	32.13	300	140	0.0181	0.0483

以上のような修正により、一次元河床変動モデルの河床の連続式 ((6.5) 式) は次のような形に変更される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \frac{1}{B_m} \frac{\partial (q_b r_{qb} B_w)}{\partial x} = 0 \quad (6.7)$$

このモデルを用いて、Table 6.5 に示す 6 ケースの計算を行った。このうち、CASE 1～5 はそれぞれ水路実験 Run 14～18 に対応している。計算に用いた境界条件は以下の通りである。

水路上流端においては、定常的な給砂・給水を与え、 $\partial u / \partial x = 0$ ,  $\partial h / \partial x = 0$  としている。水路下流端においては、水路上流端と同様に、 $\partial u / \partial x = 0$ ,  $\partial h / \partial x = 0$  とし、河床高が堰天端に固定されているとして、 $\partial z / \partial t = 0$  としている。

Fig. 6.34 に遊砂地からの流出土砂量に関する計算結果と実験結果を示し、Fig. 6.35 に平均河床位の縦断形状に関する計算結果と実験結果を示している。 $x=0 \sim 100$  cm の範囲で平均河床位が窪んでいるのは、流路が進入しない領域までを含んで平均化しているためである。

これらを見ると、このような一次元のシンプルなモデルでもある程度遊砂地の堆積過程を再現できていることが分かる。ちなみに、流路変動に伴う流砂量の減少率を考慮しない計算<sup>3)</sup>を行ったところ、水路実験において顕著に見られる上流河道部河床の上昇が再現されなかった。これは遊砂地内の水みちに上流部河道とあまり変わらない流砂の輸送能力が与えられるためと考えられる。

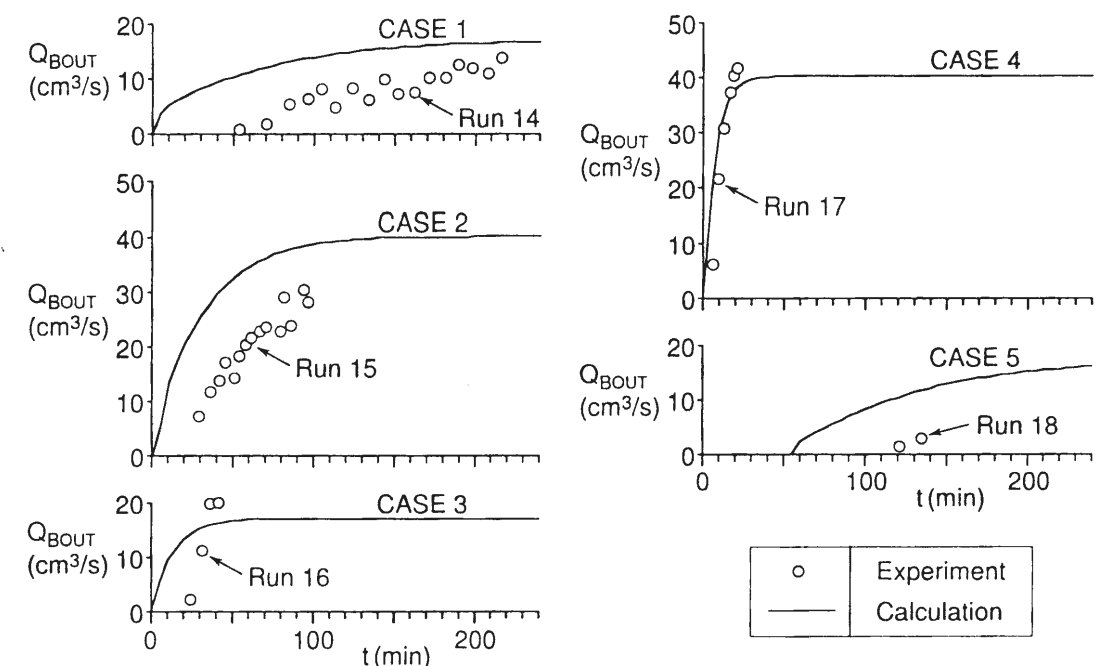


Fig. 6.34 Variation in the sediment discharge through the dam predicted by the simulation model and obtained from the experiment.

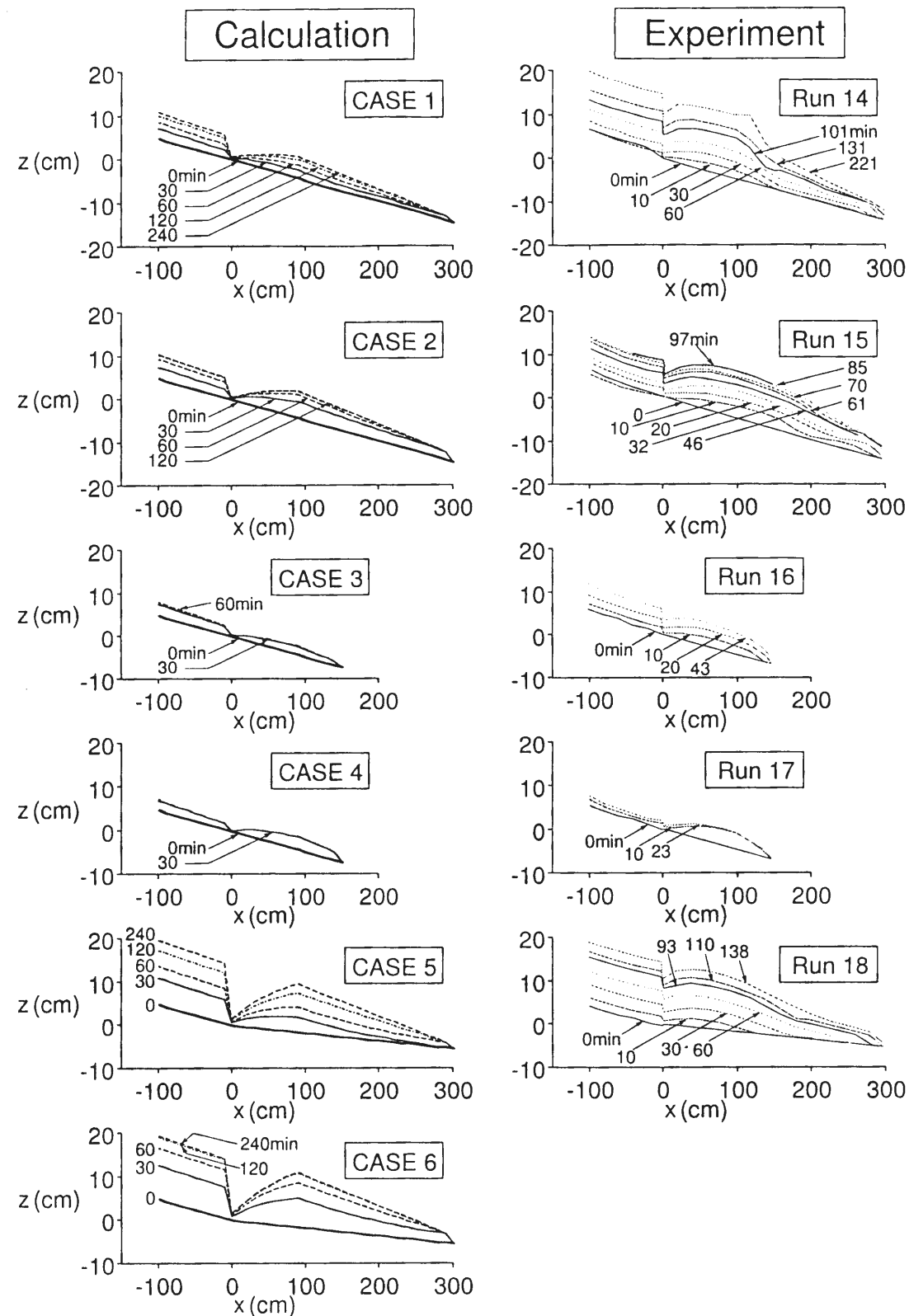


Fig. 6.35 Temporal variations of the average bed profiles obtained from experiments and calculations.

### 6.6.2 2次元モデルによる遊砂地の土砂堆積過程に関する計算

水みちの形成を伴う遊砂地内の土砂堆積過程を再現するために、3.3に示した2次元河床変動モデルを適用する。計算対象領域はFig. 6.36に示すように、遊砂地に上流河道部と下流河道部とが接続された形となっていて、下流の河道勾配が急であるのは、水路実験において下流堰で段落ちとなっていることに対応している。図中に斜線で示された領域では、河道幅を狭めるために固定床高さを十分高くしている。給水は最上流端の地点で行われ、遊砂地から $L_1$ 上流の地点では、給砂量に見合う土砂濃度が与えられている。計算メッシュのサイズは縦断方向に5cm、横断方向に2cmとし、時間ステップ0.01秒である。計算条件は実験条件にあわせてTable 6.6のように設定し、計6ケースの計算を行った。

Fig. 6.37にはCase 14における河床コンターに関する計算結果が示されている。Fig. 6.25の実験結果と比較してみると、 $t=60$ 分あたりまでは、上流から堆砂の進行する様子がある程度再現されていることが分かる。ところが、それ以降においては、水路実験では $x=150\text{cm}$ より上流側で段丘状に土砂の堆積が発達するのに対し、計算では比較的連続した縦断勾配となっている。この理由としては、水路実験において段丘状の部分で浸透流の影響が大きかったことが挙げられる。 $x=150\text{cm}$ 付近で局所的な河床勾配が大きくなると、水みち内部から浸透流として流出する量が大きくなり、より一層の土砂の堆積に結びついているのである。しかし、6.5.2でも述べたように、実河川において、このような浸透流による流水の減少が、どの程度の規模で生じるのかは定かではないので、この問題に関してこれ以上の考察は行わない。

つぎに、各ケースにおける平均河床縦断形状に関する計算結果と実験結果とをFig. 6.38に示している。上流河道部では土砂供給条件が原因と考えられる河床の凹凸が見られるものの、全般的に本モデルにより実験結果が良好に再現されていることが分かる。Fig. 6.39には下流端流出土砂量の時間的変動が示されている。これを見ると、遊砂地長さが3mのケースでは全般的に実験値がうまく再現されているといえよう。ただし、流出が始まる時刻に関しては両者はあまり一致していない。また、遊砂地長さが1.5mのケースでは計算時間が短いこともあって、計算値と実験値にかなりの差が認められる。今後、上流河道部における土砂供給条件の設定等に改良を加えることにより、より適合性の高いモデルにしてゆく必要がある。

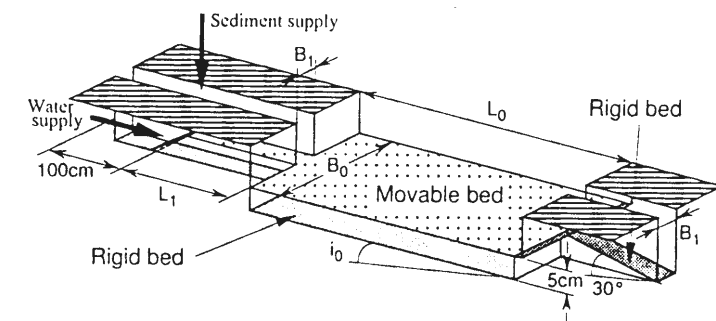


Fig. 6.36 Schematics of calculating area for deposition process in sand pocket.

Table 6.6 Computational condition

	$Q$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$Q_{Bin}$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$L_0$ (cm)	$B_0$ (cm)	$L_1$ (cm)	$B_1$ (cm)	$i_0$	$i_*$
Case 14	1000	17.13	300	100	140	10	0.0483	0.0551
Case 15	2000	40.19	300	100	140	10	0.0483	0.0569
Case 16	1000	17.13	150	100	140	10	0.0483	0.0622
Case 17	2000	40.19	150	100	140	10	0.0483	0.0564
Case 18	1000	17.13	300	100	140	10	0.0181	0.0511
Case 19	2000	40.19	300	100	140	10	0.0181	0.0511

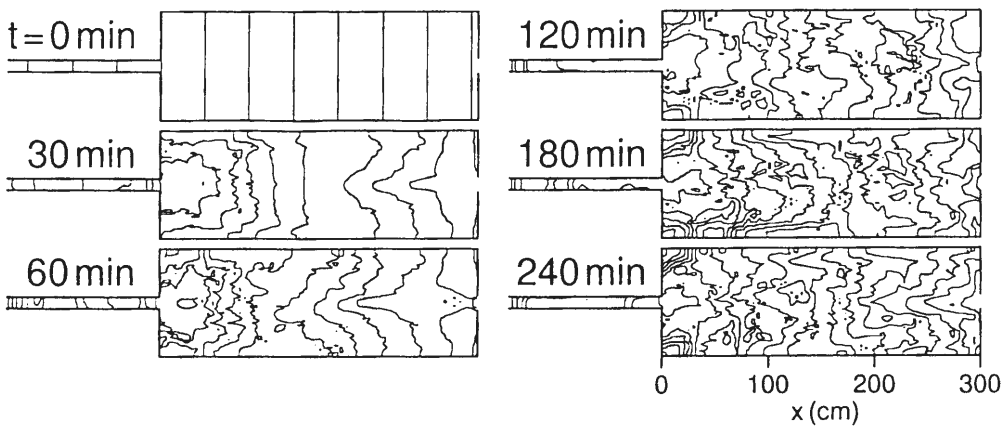


Fig. 6.37 Contour lines of bed surface in the sand pocket predicted in Case 14

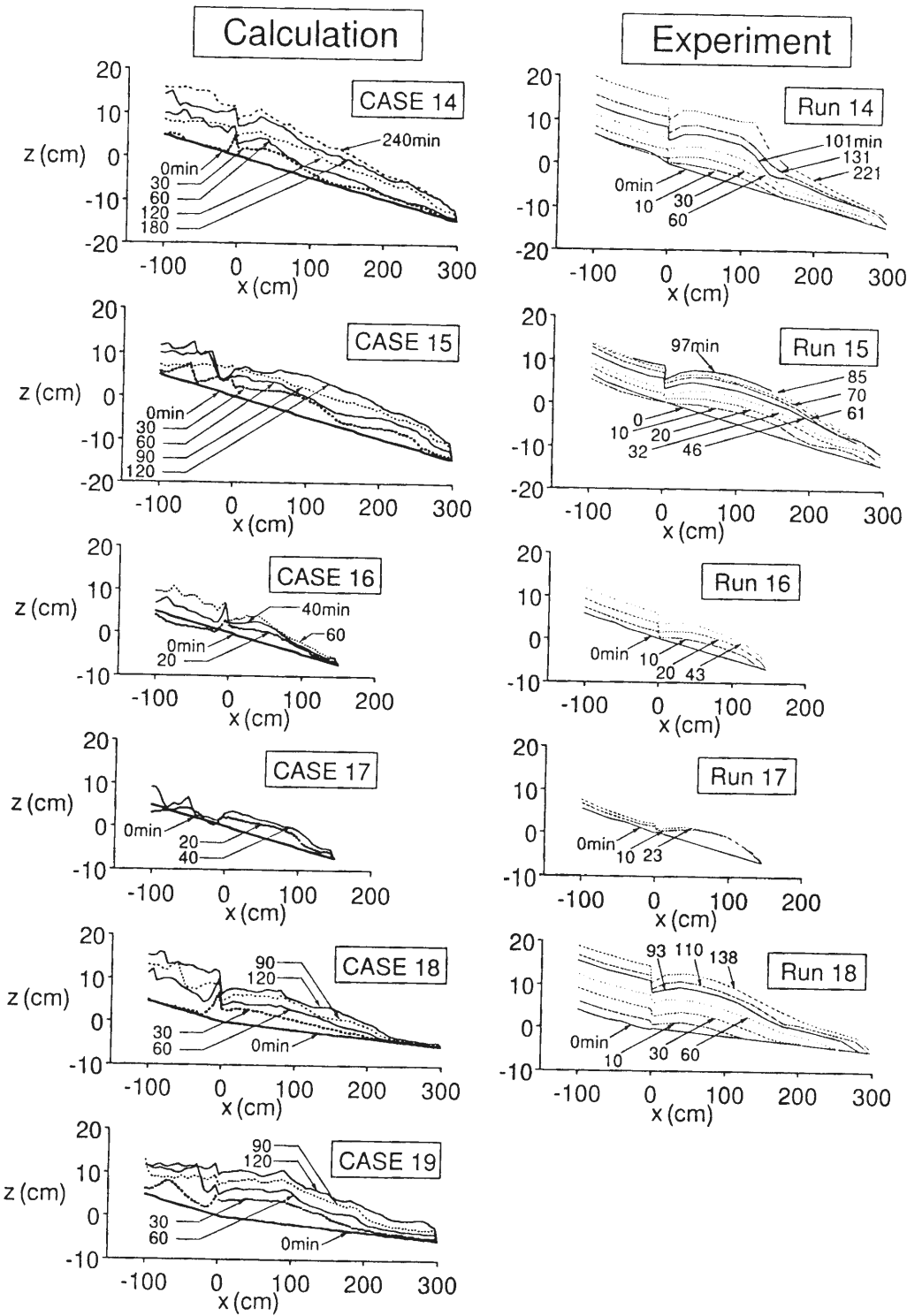


Fig. 6.38 Temporal variations of the average bed profiles obtained from experiments and calculations.

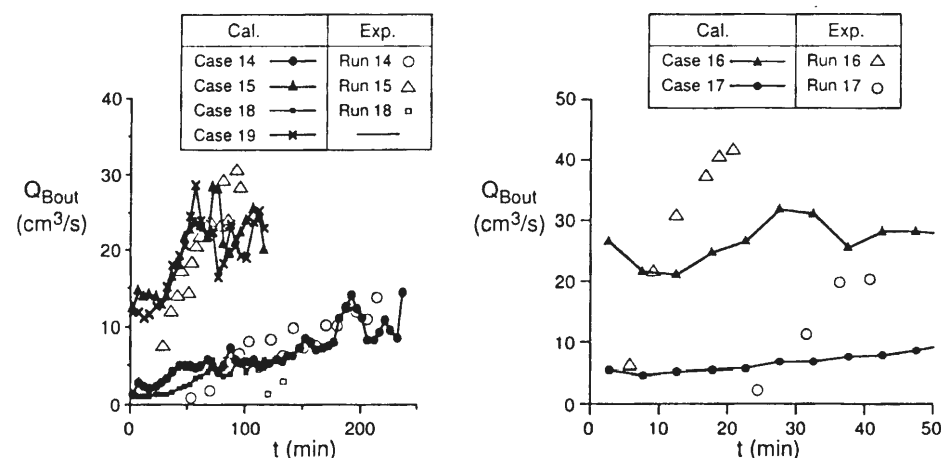


Fig. 6.39 Variation in the sediment discharge through the dam predicted by the simulation model.

## 6.7 遊砂地の流出土砂調節機能に関する考察

ここでは、水路実験の結果を用いて遊砂地の流出土砂調節機能について若干考察してみよう。遊砂地の初期河床勾配と給砂勾配の差が土砂調節機能におよぼす影響をみるために、Fig. 6.26とFig. 6.28を用いてRun 14とRun 18を比較すると、明らかに初期河床勾配が緩いRun 18の方が貯砂量が大きく、下流端に土砂が流出を始めるまでの時間も長くなっていることが分かる。すなわち、初期河床勾配と給砂勾配との差が大きいと、遊砂地の土砂調節機能は増大するといえる。しかし、上流部河道の河床上昇に関して注意が必要である。上流部河道の側岸が低いような場合には流路があふれることも考えられる。

遊砂地の長さが土砂調節機能におよぼす影響をみるためにRun 14とRun 16を比較してみると、遊砂地の長さが短いRun 16においては、貯砂量が小さく、下流端に土砂が流出し始めるまでの時間もRun 14に比べて1/2程度となっている。単純に考えれば、遊砂地の長さが長いほど土砂調節機能は増大するといえる。しかし、前述のように流路の拡幅・分裂等の影響によって堆砂がうまく下流域に進行しない場合には、上流部河道の河床上昇量に限界があるため、あまり遊砂地長さを長くしても顕著な貯砂量の増大には結びつかないと思われる。

ここでは遊砂地の幅の影響に関して、実験的な検討は行っていない。しかし、遊砂地入り口付近にはFig. 6.29に示したような水みちがほとんど進入しない領域があることから、遊砂地長さを変えずに幅だけを増大させていくと、結果的に流路が振れない領域が占める割合が大きくなることが予想される。水みちが侵入しにくい領域について検討がすすめば、最適な遊砂地の幅と長さの関係が明らかにされよう。

## 6.8 まとめ

本章では砂防ダムと遊砂地の流出土砂調節機能に関して水路実験ならびに数値シミュレーションによる考察を行った。得られた結果を要約すると以下のようである。

- (1) 上流の流水幅より狭い水通し幅を持つ砂防ダムを河道に設置することにより、流出土砂量のピーク値を抑えることが可能であることが判明した。水通し幅を小さくするほど、また、洪水時の流量変化が激しいほど、流出土砂量のピーク値を抑え込む効果は大きくなることが分かった。
- (2) 砂防ダムによる土砂調節が行われた場合、流量の低下時に流砂量が増大してくるため、時としてダム下流域に顕著な土砂の堆積が生じること判明した。ダム上流の堆砂勾配と下流の河床勾配との差が大きいとき、また、ダムの水通しによって流水幅が縮小されるとき、ダム直下部に土砂が堆積しやすくなることが分かった。
- (3) 一次元の河床変動モデルに改良を加え、砂防ダム上流域の河床変動および砂防ダムによる流出土砂の調節過程が再現可能なシミュレーションモデルを構築した。
- (4) 遊砂地の土砂堆積過程に関する水路実験を行った結果、遊砂地内では水みちが形成され、この水みち幅の変動に伴って土砂の堆積が起こることが確認された。また、堆積地の縦断形状が上に凸になること、その原因が水みちの分裂による急激な掃流力の低下にあることが明らかとなった。
- (5) 水みちの長さを利用した網状流路の流路パターン予測モデルと、一次元の河床変動モデルとを組み合わせることにより、遊砂地内の土砂堆積過程を比較的簡便に再現できるモデルを構築した。
- (6) 網状流路の流路変動を再現しうる2次元モデルを遊砂地内の堆積過程に適用したところ、浸透流の影響が強いと思われる領域を除けば、全般的に本モデルにより実験結果が良好に再現されることが分かった。
- (7) 遊砂地の長さが大きいほど、また、上流河道部に対し遊砂地の勾配が緩いほど、遊砂地の土砂調節機能は増大することが明らかにされた。

## 参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・村岡猛・里深好文：砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究，京都大学防災研究所年報，第30号B-2，1987，pp. 421-439.
- 2) 高橋保・里深好文・奥村裕史：山地河川の侵食過程，京都大学防災研究所年報，第40号B-2，1997，pp.343-349.
- 3) 高橋保・江頭進治・里深好文・竹内淳郎：遊砂地の土砂調節機能に関する研究，京都大学防災研究所年報，第37号B-2，1994，pp. 371-387.
- 4) 高橋保・里深好文：網状流路の流路変動に関する数値シミュレーション，京都大学防災研究所年報，第42号B-2，1999，pp. 189-200.
- 5) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，206号，1972，pp.59-69.



6) 高橋 保・里深好文・奥村裕史：山地河川の流路変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 39 号 B-2，1996，pp.321-332.

7) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之：網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報，第 33 号 B-2，1990，pp.241-260.

## 結 論

本研究においては、山地河川の変動機構ならびにその制御法に関して様々な検討を行った。その内容を要約すると以下のようである。

1 章から 4 章においては網状流路の流路変動・流砂量変動に関して水路実験や数値シミュレーションによる研究を行った。網状流路においては、個々の流路が不安定で流路変動が起こりやすく、流砂もその変動に伴って大きく変動している。その流路変動や流出土砂量の変動を予測することは、災害を防止・軽減する上で重要であるばかりでなく、河川全域の土砂環境問題を考える上でも大きな役割を担っているといえよう。

まず、網状流路の変動過程に関して水路実験を中心とした解析を行った。幅の広い水路の上流端から一定量の給砂・給水を与えると、水路全域に複数の水みちが形成され、それらが時・空間的に激しく変動する様子が確認された。解析の結果、網状流路の変動プロセスは集中・拡幅・分裂といった素過程から成り立っていることが分かり、流砂量変動は流路変動と密接に関係していることも明らかになった。また、網状流路における平均的な流砂量は、流水が集中し一本の水みちが形成される状態での流れの諸量によって予測可能であること、水みち幅は中規模河床形態の形成条件などから推定されることなどが明らかになった。

ついで、流路変動の素過程のうち、一本の流路が拡幅から分裂にいたる過程に着目して、水路実験や数値シミュレーションによる解析を行った。一様な幅を持ち、側岸が侵食可能な材料で構成される水みちに給砂・給水を行うと、一様な拡幅は起こらず、空間的に一定周期をもって拡幅部・集中部が交互に現れた。拡幅部では流下方向に掃流力が低下するため、水みち内に土砂が堆積し、やがて浮き州が形成され、流路が分裂することが分かった。拡幅部を模した漸拡水路を用いて水路実験ならびに数値シミュレーションを行い、水みちが分裂にいたる距離とフルード数との関係を明らかにした。さらに、この関係を用いて、河道勾配、流量、河床材料の特性、河道幅が与えられたときに流路パターンや流砂量を予測する方法を提案した。また、平坦河床からの網状流路の発達過程を再現しうる 2 次元浅水流モデルを提案し、上流端の境界条件の変化が下流への流出土砂量に与える影響等について検討した。

つづいて、河道内部に存在する巨石が流路変動に及ぼす影響に関して、水路実験や数値シミュレーションにより検討を行った。その結果、水みちの側岸に沿って移動することのない巨石がある値より小さな間隔で存在すると、水みちの横断方向への変動が抑えられること、その限界の間隔は巨石の大きさに関係すること等が明らかになった。

5 章においては山地流域からの土砂の流出を予測する上で欠くことのできない課題の一つである、幅広い粒度分布を持つ場の河床変動過程について研究を行った。まず、掃流砂を対象として混合砂礫床における侵食・堆積速度式を新たに提案した。侵食・堆積速度は平衡土砂輸送濃度と流砂濃度との差、および摩擦速度と各粒子の移動限界摩擦速度との差によって表され、水路実験の結果と比較したところ、河床の窪みへの落ち込みを考慮すれば、この侵食・堆積速度式は実験値とある程度一致することが判明した。また、一次元的な混合砂礫床の河床変動に関する水路実験ならびに侵食・堆積速度式を用いた数値シミュレーションを行ったところ、河床変動量が大きい場合には両者は比較的良好に一致することが分かった。数値シミュレーションモデルを 2 次元場に拡張し、混合砂礫床の水みち侵食に関する計算を行ったところ、河床材料の平均粒径が同じ

でも粒度分布の範囲が広くなると河床侵食量が増加すること、大きい河床粒子の存在率を全領域に均等に与える方法に比べ、その存在位置を特定する方法では河床侵食量が小さくなることなどが明らかになった。

6章においては、砂防ダムや遊砂地の流出土砂調節機能に関して水路実験や数値シミュレーションによる解析を行った。まず、上流の河道幅よりも狭い水通しをもつ砂防ダムによって洪水時の流出土砂量のピーク値を抑えられることが明らかにされた。ただし、砂防ダムによる土砂調節に伴い、ダム下流に顕著な土砂の堆積が生じる場合があることも指摘されている。また、遊砂地の内部では水みちが形成され、その変動に伴って土砂の堆積が進むこと、遊砂地の長さが長いほど、かつ、上流河道に対し遊砂地の勾配が緩いほど、遊砂地内に堆積する土砂量が増加することが確認された。

以上のように、山地河川の変動ならびにその制御に関する研究を進めてきた結果、いくつかの興味ある知見が得られた。現在、流域一環の土砂管理の必要性が唱えられているが、本研究がより合理的な土砂管理の一助になれば幸いである。しかしながら、山地河川の変動やそれに伴う土砂の流出過程に関しては未だ不明な点が数多く残されており、今後、更なる研究が必要であると考えている。そのためには信頼できる現地観測データの蓄積が是非とも必要である。複雑な山地河川の土砂流出過程を少しずつでも明らかにしてゆくために、今後一層の努力を続けるつもりである。

## 謝 辞

本研究は京都大学防災研究所高橋保教授の懇切丁寧な御指導のもとに行われたものである。ここに記して深甚なる謝意を表します。また、本研究着手当初より多くの御教示を賜った芦田和男京都大学名誉教授、立命館大学理工学部江頭進治教授、京都大学防災研究所澤田豊明助教授に深く感謝いたします。京都大学防災研究所中川一助教授には研究の遂行にあたり数多くの貴重な助言をいただき、京都大学防災研究所吉田義則技官には水理実験などにおいて多大な御助力をいただきました。また、京都大学防災研究所水災害研究部門ならびに京都大学防災研究所災害観測実験研究センター宇治川水理実験所の皆様には、本研究を行う上で色々と御協力いただきました。ここに記して心から感謝の意を表します。